

REKOMMENDATIONER FÖR HANTERING AV VATTENKRAFTENS SPÄNNSTAG

RAPPORT 2020:688



VATTENKRAFT

BETONGTEKNISKT PROGRAM
VATTENKRAFT



Energiforsk

Rekommendationer för hantering av vattenkraftens spännstag

Dimensionering, utförande och hantering av
spännkrafter

PETER LUNDQVIST, CHRISTIAN BERNSTONE, ANDERS MARKLUND
OCH CARL-OSCAR NILSSON

Förord

Spännarmering är ett viktigt instrument för att öka stabiliteten i olika konstruktioner. Med ett åldrande anläggningsbestånd installeras fler och fler spännstag. För att kunna förvalta dessa på ett effektivt föreslås en gemensam strategi vad gäller exempelvis mätning av spännkrafter och uppskattning av framtida förväntade spännkraftsförluster.

Arbetet är en del i ett större arbete för att öka kunskapen om spännarmering i både vattenkraft- och kärnkraftindustrin. Tidigare arbete redovisas i Energiforsk rapport 2017:397 samt 2018:545. I detta tredje delprojekt har de seniora medarbetarna Peter Lundqvist, Christian Bernstone och Anders Marklund från Vattenfall samt Carl-Oscar Nilsson på Uniper/Sydkraft Hydropower utformat ett förslag till en branschgemensam metod för hantering av spännstag inom vattenkraftsindustrin.

Projektet har genomförts inom Energiforsk Betongtekniskt program vattenkraft, med intressenterna Fortum Sverige AB, Jämtkraft AB, Jönköping Energi AB, Karlstads Energi AB, Skellefteå Kraft AB, Sollefteåforsens AB, Statkraft Sverige AB, Sydkraft Hydropower AB, Umeå Energi AB, Vattenfall AB Vattenkraft och Vattenfall Indalsälven AB.

Sammanfattning

Spännarmering i form av s.k. spännstag används inom vattenkraftsindustrin som en metod för att bl.a. öka vattenkraftsdammars stabilitet mot yttre laster. I och med att de svenska vattenkraftsanläggningarna åldras och dess tekniska livslängd förlängs så kommer användandet av spännarmering att öka. Funktionen hos installerade spännstag har en direkt påverkan på dammsäkerheten för en vattenkraftsanläggning. I dagsläget saknas dock branschgemensamma riktlinjer för hantering av spännstag. Sådana riktlinjer bör bl.a. omfatta rekommendationer för dimensionering och installation av spännstag samt för övervakning av spännstagens status över tid, vilket är viktiga aspekter för att på ett enhetligt sätt säkerställa vattenkraftsanläggningars säkerhet och integritet.

I två tidigare Energiforskrapporter har de första stegen i utvecklandet av branschgemensamma riktlinjer presenterats. I första rapporten presenterades en sammanställning av information kring de befintliga spännstag som finns installerade i svenska vattenkraftsanläggningar. Den andra rapporten behandlade övervakning av status på spännstag, vilket innefattade rekommendationer avseende domkraftsmätningar, utformning av inspektionsprogram samt instrumentering av spännstag med lastceller.

Föreliggande rapport utgör tredje steget i utformandet av en branschgemensam metod för hantering av spännstag inom vattenkraftsindustrin. Rapporten omfattar följande:

- En översiktlig litteraturstudie avseende faktorer som påverkar förankringszonen för bergförankringar. Resultaten visade bl.a. att nuvarande praxis för dimensionering av spännstag är väldigt konservativ främst p.g.a. att bergets hållfasthet inte tillgodoses samt att en konservativ spänningsfördelning i förankringszonen antas.
- Sammanställning av mätdata från spännkraftsmätningar i kärn- och vattenkraftsanläggningar. Resultaten visade att större delen av spännkraftsförluster sker under de första fem till tio åren samt att spridningen i uppmätta spännkrafter är relativt stor. Spridningen beror sannolikt på olika förutsättningar för utvecklandet av spännkraftsförluster samt att olika metoder och utförare används för spännkraftsmätningarna.
- Rekommendationer för metoder att uppskatta och prediktera spännkraftsförluster. Utifrån prediktionerna ges rekommendationer för att införa marginaler mellan spännkraftsbehov och inlåsta spännkrafter samt för att ta fram acceptanskriterier för spännkrafter i samband med spännkraftsmätningar.
- Kompletterande rekommendationer till gällande normer avseende spännstagsdimensionering, installationsutförande, spännkraftsmätning och arbetsmiljöaspekter.

Summary

Post-tensioning tendons are used within the hydropower industry to increase the stability of dams. Due to the ageing of the Swedish hydropower dams the usage of tendons will increase with time. Both the integrity and safety of a hydropower structure is directly related to the forces in the tendons, it is thus of great importance to have a management system regarding ageing and assessment of the installed tendons. Currently, no such common practice exists within the hydropower industry and it is up to each individual owner and contractor to incorporate their own strategy.

Earlier performed studies have been performed as the initial steps towards a common practice for tendon management within the hydropower industry. These studies have regarded compilation of information regarding installed tendons in Swedish hydropower plants and recommendations for ageing management of tendons. The recommendations for the development of an ageing management program regarded inspections, measurements of tendon forces, acceptance criteria for tendon forces and instrumentation of tendons with load cells.

The work presented in this report can be regarded as the third step towards a general guideline for management of tendons in the hydro power industry, it concerns the following topics:

- A general literature review has been performed regarding different factors influencing the anchorage zone for rock anchors. The results showed that the current design practice employed for the anchorage zone is conservative resulting in over designed rock anchors. Foremost, it is the assumption regarding the stress distribution along the anchorage zone and that the strength of the rock is not credited in calculations of the load carrying capacity that cause the conservatism.
- Measurement data from force measurements on tendons in nuclear and hydro power structures have been compiled. The results showed that the majority of the tendon force losses occur within the first five to ten years after the post-tensioning. In addition, the scatter in the measured data is relatively large which probably is due to uneven distribution of the prestress losses and the fact the different methods and contractors have been used for the measurements.
- Recommendations for methods for estimation and predictions of future developments of tendon forces. Based on the predictions of future tendon forces recommendations are also given for introducing sufficient margins between the lock-off force and the tendon force needed to counterbalance the design loads. Additionally, recommendations for setting suitable acceptance criteria for tendon forces are given.
- Supplementary recommendations to the current design codes developed specifically for hydro power applications concerning design, installation, tendon force measurements and working environments are presented.

Innehåll

1	Inledning	9
1.1	Bakgrund	9
1.2	Syfte	10
1.3	Spännstag i vattenkraftsanläggningar	10
1.3.1	Installation av spännstag	10
1.3.2	Olika typer av spännstagssystem	11
1.3.3	Korrosionsskydd	11
1.3.4	Uppspänning och spännkraftsmätningar	13
1.3.5	Inspektionsprogram	14
2	Spännkrafter i spännstag	15
2.1	Inledning	15
2.2	Spännkraftsmätningar i svenska anläggningar	16
2.3	Uppskattning av spännkraftsförluster	18
2.3.1	Regressionsanalys	19
2.3.2	Modellering med empiriska modeller	22
2.3.3	Jämförelse av modeller	23
2.4	Acceptanskriterier och marginaler för spännkrafter	24
2.4.1	Acceptanskriterier för spännkraft	24
2.4.2	Marginaler för spännkraft	26
2.4.3	Uppdatering av tidigare rekommendationer	27
2.5	Höjning av spännkraft	28
3	Konstruktionsförutsättningar för spännstags förankringszon	30
3.1	Inledning	30
3.2	Brottmekanismer	31
3.2.1	Brottmekanism 1: Brott i spännstålet	32
3.2.2	Brottmekanism 2: Vidhäftningsbrott mellan spännstål och injekteringsbruk	33
3.2.3	Brottmekanism 3: Vidhäftningsbrott mellan injekteringsbruk och berg	34
3.2.4	Brottmekanism 4: Brott i bergmassan	34
3.2.5	Brottmekanism 5: Vidhäftningsbrott mellan foderrör och injekteringsbruk	35
3.3	Faktorer som påverkar förankringszonen	35
3.3.1	Spännstålets och installationens inverkan på förankringszonen	35
3.3.2	Injekteringsbrukets egenskaper	36
3.3.3	Undergrundens egenskaper	40
3.3.4	Krypning i förankringszonen	47
3.4	Dimensionering av förankringszonen	49
3.5	Sammanfattning	51

4	Anläggningsägares kravställning	53
4.1	Introduktion till rekommendationer	53
4.2	Dimensionering av spännstag	54
4.2.1	Statusbedömning	54
4.2.2	Detaljutförning	54
4.2.3	Spännkraft	57
4.2.4	Injekteringsbruk	59
4.3	Installationsutförande	61
4.3.1	Håltagning	61
4.3.2	Täthetsprovning	62
4.3.3	Täthetsinjektering	62
4.3.4	Hantering	63
4.3.5	Injekteringsarbeten	64
4.3.6	Uppspänningsarbeten	67
4.4	Spännkraftsmätningar	68
4.4.1	Utförande vid kontroller	68
4.4.2	Höjning av spännkrafter	68
4.5	Arbetsmiljöaspekter vid spännstagsrelaterade anläggningsarbeten	70
4.5.1	Arbetsmiljöverkets krav	70
5	Slutsatser och rekommendationer	72
6	Förslag till fortsatt arbete	75
7	Referenser	76
Bilaga A:	Modellering av spännkraftsförluster	80
Bilaga B:	Beräkningsexempel förankringskapacitet	90

Termer och definitioner

Ankarmutter: Mutter för överföring av spännkraft från spännstång till ankarplatta.

Ankarplatta: Stålpatta som överför spännkraften från ankarstycket till konstruktionen.

Ankarstycke: Stålcylinder i vilken linorna i ett spännstag fästs in med kilar. Överför därigenom spännkraften från spännstaget till ankarplattan.

Kilar: Förankrar linorna i ankarstycket.

Lina: Bestående av sju tvinnade trådar, sex av trådarna är tvinnade kring en centralt rak tråd.

Spännstag: Kabel bestående av linor alternativt en stång vilken kan förspännas med domkraft.

Spännstagsgrupp: Spännstag av samma typ som är installerade i samma konstruktionsdel, t.ex. pelare, skibord, monolit, ledmur, utskov eller mekanisk utrustning såsom generatorring eller lucklager, anses tillhöra en enskild spännstagsgrupp. I de fall en konstruktionsdel har försetts med spännstag som uppfyller olika funktioner ska dessa delas in i separata spännstagsgrupper.

Tråd: Tråd av höghållfast stål, flera trådar tvinnas till en lina.

1 Inledning

1.1 BAKGRUND

Spännarmering används inom vattenkraftsindustrin som en metod för att bl.a. öka vattenkraftsdammars stabilitet mot yttre laster. Enligt RIDAS, kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet [1], kan befintliga betongdammars som ej uppfyller stabilitetskraven förbättras genom att installera spända förankringsstag. Förankringsstagen skall då utföras så att uppspänningskraften regelbundet kan kontrolleras genom provdragning¹.

I och med att de svenska vattenkraftsanläggningarna åldras och den tekniska livslängden förlängs så kommer användandet och betydelsen av spännarmering att öka. För tillfället saknas en branschgemensam hantering för design, installation och underhåll av spännstagsystem. Då funktionen hos installerade spännstagsystem direkt påverkar stabilitetsvillkoren vid en anläggnings fastspända betongkonstruktioner så är en standardiserad metodik gällande såväl vid design, som vid installation och drift av spännstagsystem en förutsättning för att bibehålla en hög säkerhet och integritet hos anläggningarna.

Föreliggande rapport utgör del 3 i ett projekt finansierat av Energiforsks betongtekniska program inom vattenkraft. Den första delen av projektet omfattade en sammanställning av information om installerade spännstag inom den svenska vattenkraften [2]. Totalt samlades information in om 1690 spännstag fördelat på 42 anläggningar. De ägare som bidrog med information var Statkraft, Vattenfall, Uniper samt Vattenregleringsföretagen. Den information som ingick för respektive anläggning var bl.a. vilken typ av spännstag som installerats, antal spännstag, uppspänningskrafter, staglängder, korrosionsskydd, installationsår, anledning till installationen, vilka konstruktionsdelar som försetts med spännstag och kontrollprogram för t.ex. mätning av spännkrafter. Även erfarenheter av installerade spännstag inkluderades, såsom observerade skador eller degraderingar. Den andra delen fokuserade på att bestämma status och kvarvarande spännkraft i installerade spännstag [3], vilket innefattade rekommendationer avseende:

- Utförande av mätning av kvarvarande spännkraft med domkraft och även riktlinjer för tolkning av den s.k. lift-off kraften. Ett förslag på en lämplig metod för mätning av kvarvarande spännkraft med domkraft presenterades.
- Rekommendationer för utformning av inspektionsprogram för spännstag installerade i vattenkraftsanläggningar baserat på normer/riktlinjer för spännstag för bergförankringar samt normer specifika för kraftindustrin. Detta innefattade bl.a. olika typer av inspektioner, deras detaljeringsgrad, inspektioners omfattning och intervall samt acceptanskriterier för kvarvarande spännkraft.

¹ I och med att RIDAS numera ställer krav på att ingjutna spännkablar spännkraft skall kunna kontrolleras, så likställs äldre installationer där kablarna har gjutits in med samma krav som gäller för slakarmering mot berg, dvs. att dessa för klass A-dammars inte får medräknas. Tidigare designfilosofi har varit att spännkablar ges ett fördelaktigt skydd genom ingjutning.

- Rekommendationer för instrumentering av spännstag med lastceller för kontinuerlig mätning av spännkraft. De viktigaste aspekterna vid val av lastceller presenterades vilket innefattade beskrivning av lastcellers egenskaper och olika typer av lastceller samt riktlinjer för val av lämplig lastcell och datainsamlingssystem.

1.2 SYFTE

Syftet med föreliggande rapport är bidra till förbättrad kvalitetssäkring av spännkablar. Målet med arbetet är att ta fram en för branschen rekommenderad metod för hantering av spännstag. Föreliggande rapport omfattar följande:

- Rekommendationer för riktlinjer för dimensionering och installation av spännstag samt utförande av spännkraftsmätningar i vattenkraftsanläggningar.
- Genomföra en översiktlig litteraturstudie avseende faktorer som påverkar förankringszonen för bergförankringar.
- Rekommendationer för metoder att uppskatta spännkraftsförluster och införa marginaler mellan spännkraftsbehov och inlåsta spännkrafter.
- Ta fram acceptanskriterier för spännkrafter i samband med spännkraftsmätningar (d.v.s. lägst acceptabla spännkraft).

1.3 SPÄNNSTAG I VATTENKRAFTSANLÄGGNINGAR

I avsnitten nedan ges en kortfattad bakgrund till användandet av spännarmering inom vattenkraftsområdet samt en sammanfattning av resultaten från de tidigare delrapporterna [2] och [3].

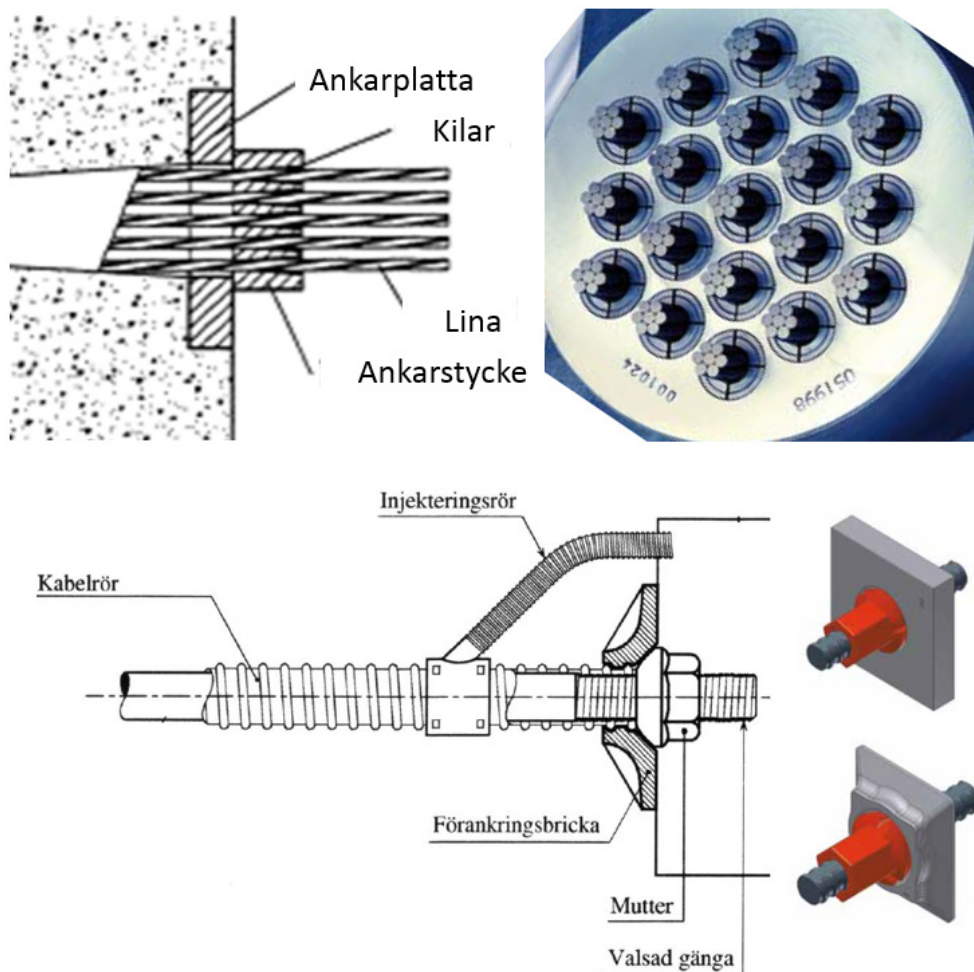
1.3.1 Installation av spännstag

Resultaten från delprojekt 1 visade att den vanligaste orsaken till installation av spännstag i kraftverksdammar har varit att öka dämmande konstruktionsdelars stabilitet gentemot yttre belastning avseende stjälpning och glidning. Installationen av spännstagen utförs i befintlig konstruktion genom att hål för spännstagen borrar genom dammen och vidare ner i underliggande berg. Därefter installeras spännstagen i borrhålen och förankringen utförs genom cementinjektering av den del av staget som befinner sig i berget. Förankring av mekanisk utrustning såsom generatorring och lucklager är en annan vanlig orsak till installation av spännstag. Vanligen installeras sådana spännstag i samband med uppförandet av konstruktionen. Andra anledningar till installation av spännstag har varit att motverka sprickbildning och att överbrygga redan befintliga sprickor för att på så vis öka eller bibehålla skadade konstruktioners bärförmåga.

1.3.2 Olika typer av spännstagssystem

I delprojekt 1 delades befintliga system för spännstag in i följande principiellt olika typer:

- Linbaserade system där varje spännstag består av ett antal linor som i sin tur består av ett antal trådar som tvinnats runt en centrumtråd. Varje lina förankras i hål i ankarstycket via minst två kilar, se Figur 1.1. Exempel på tillverkare av linbaserade system är VSL (Vorspann System Losinger), BBR (Brandenstini, Brinkenmaier, Ros), MK4 (Mekano4) samt Dywidag Systems International (DSI).
- Stångbaserade system där spännstaget består av enskilda gängade stänger. Förankringen utförs då via mutter som gängas på stängen. Exempel på stångbaserade system är WR och GEWI från DSI samt GWS-stång.

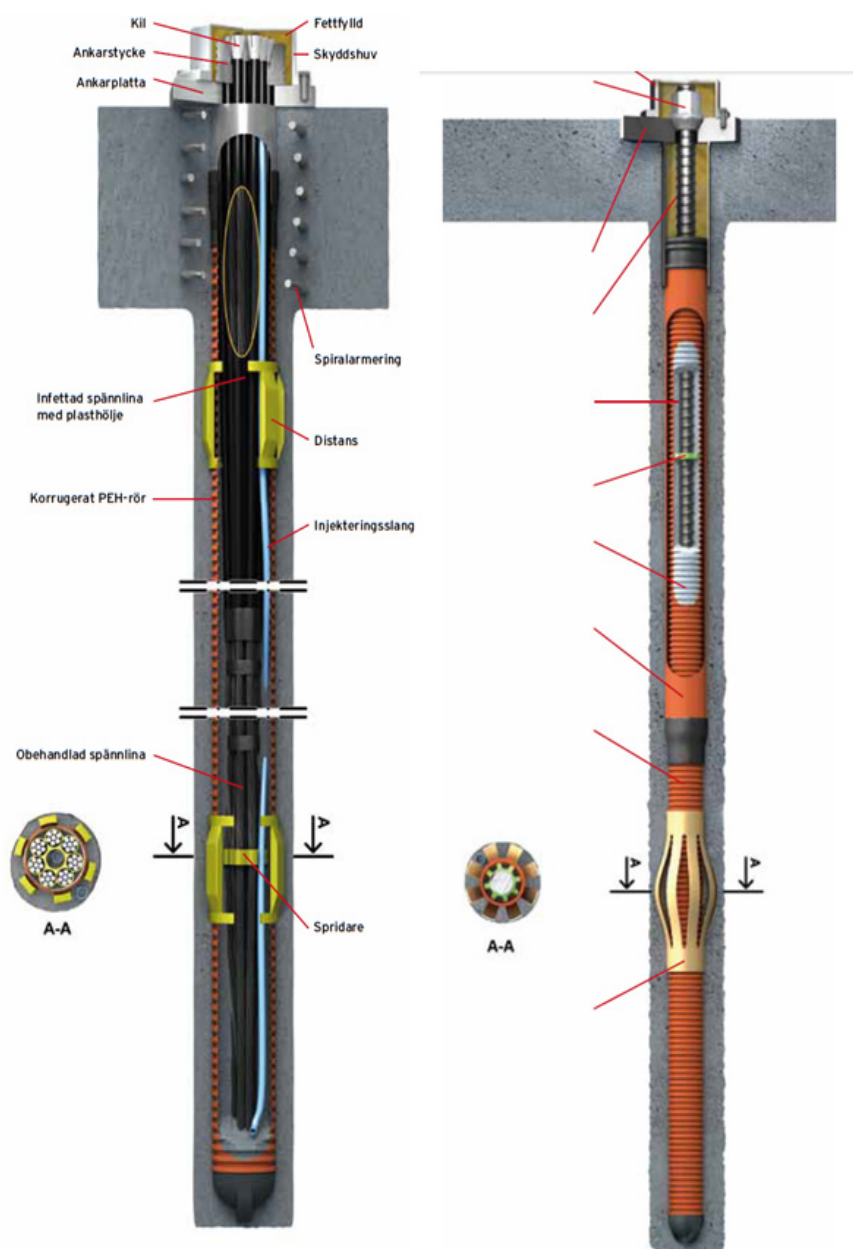


Figur 1.1. Utformning av linbaserade system (överst) från [3] samt VSL produktblad och stångbaserade system (nederst), från [5] samt Dywidag produktdatablad.

1.3.3 Korrosionsskydd

Sammanställningen i delprojekt 1 visade att sedan mitten av 1990-talet används s.k. dubbelt korrosionsskydd för spännstag som förankras i berg. Dubbelt korrosionsskydd innebär att spännstaget är skyddat av både ett yttre plaströr

(foderrör) och cementbruk. Varje lina är dessutom infettad och skyddad med ett plasthölje. Spännstaget installeras i borrhålet och utrymmet kring det omgivande plaströret och borrhålet injekteras med cement. I den nedre delen av spännstaget är linorna inte inplastade utan kommer i direkt kontakt med cementbruket, detta utgör förankringslängden av spännstaget. Övrigt utrymme där linorna är inplastade utgör den s.k. fria längden av spännstaget och är den del som kommer spännas upp. I Figur 1.2 visas exempel på utformning för både lin- och stångbaserade bergförankringar med dubbelt korrosionsskydd.



Figur 1.2. Utformning av bergförankringar för linbaserade system (vänster) och stångbaserade system (höger). Från Skanskas produktkatalog för bergförankringar (2016), VSL, respektive stångförankring.

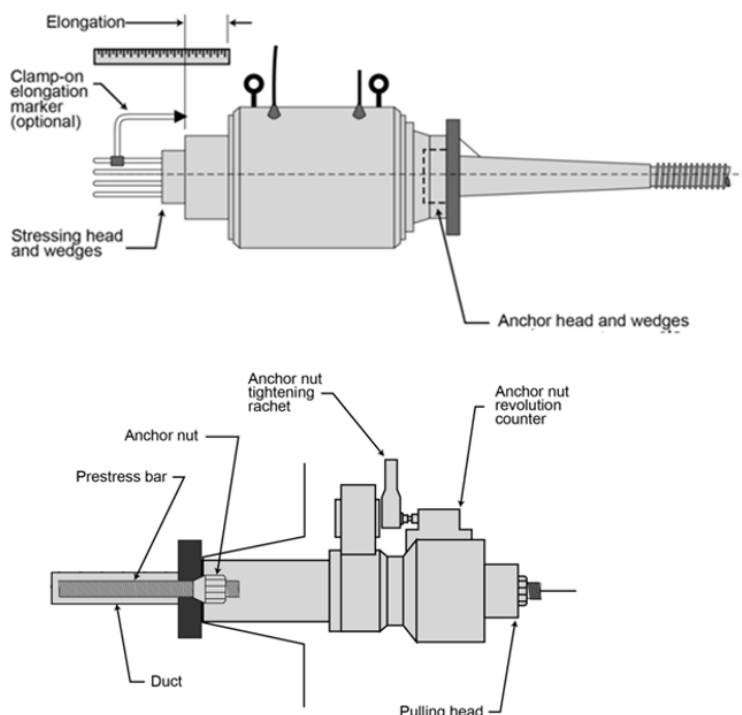
1.3.4 Uppspänning och spännkraftsmätningar

Uppspänning av ett spännstag har fram till idag utförts genom att en domkraft kopplas till spännstaget, t.ex. till ankarstycket i linbaserade system, se Figur 1.3. Kraften i spännstaget höjs sedan kontinuerligt under hela uppspänningen till dess att avsedd spännkraft uppnåtts då låsning sker. Vid låsningen förs kraften över från domkraften till spännstagets ankarstycke. För linbaserade system utförs detta genom att kilarna förs in i ankarstycket varefter domkraften släpper kraften. För stångbaserade system gängas ankarmuttern mot ankarplattan och därefter avlastas spännstaget.

Efter utförd uppspänning utförs en kontrollmätning för att säkerställa att korrekt spännkraft låsts in i spännstaget. Förfarandet blir något annorlunda om en lastcell installeras samtidigt med spännstaget. Någon kontrollmätning är då inte nödvändig utan spännkraften kan ställas in med god noggrannhet med hjälp av lastcellen. För spännstag installerade i vattenkraftsanläggningar utförs spännkraftsmätningar även med jämna tidsintervall, vanligtvis vart fjärde till sjätte år, för att säkerställa att spännkraften uppfyller satta acceptanskriterier. Vid mätning av kvarvarande spännkraft i spännstag används samma typ av domkraft som vid uppspänningen vilken kopplas till den aktiva änden på spännstaget, se Figur 1.3. Kraften i spännstaget ökas sedan till dess att ankarstycket tydligt har lyft från ankarplattan, s.k. lift-off. Kraften i spännstaget ansätts då att vara lika med den kraft som precis får ankarstycket att lyfta från ankarplattan, även kallad lift-off kraft, vilken antas vara lika med spännkraften i spännstaget. En vanlig procedur för att bestämma lift-off kraften är att mäta förskjutningen hos ankarstycket samtidigt med kraften som appliceras av domkraften. Ur ett kraft-förskjutningsdiagram syns en tydlig ändring i lutning efter det att ankarstycket lyft från ankarplattan. Lift-off kraften bestäms genom att interpolera linjerna före och efter lift-off för att på så sätt hitta deras skärningspunkt.

Delprojekt 1 och 2 visade att flera olika sätt att definiera lift-off kraften används och att det inte finns en standardiserad metod för bestämning av lift-off kraft utan det har hittills varit upp till utföraren att använda sin egen metod. I delprojekt 2 togs ett förslag på en standardiserad mätmetod fram vilken innefattade krav på mätutrustning, utförandet av mätningen samt tolkning av lift-off kraften.

Ett alternativ till att utföra domkraftsmätningar för övervakning av spännkrafter är att installera lastceller på spännstaget. En lastcell placeras oftast direkt under ankarstycket eller ankarmuttern i samband med uppspänningen. Det kan även finnas möjlighet att installera lastceller i efterhand om tidigare installationens design möjliggör en sådan komplettering. Fördelen med lastceller är att det ger en möjlighet till kontinuerlig övervakning av spännkrafterna jämfört med intermittenta mätningar som endast ger en ögonblicksbild vid mättillfället. I delprojekt 2 gavs rekommendationer för installation av lastceller vilket bl.a. innefattade rekommendationer för val av lämplig lastcell, installationsutförande samt installationens omfattning.



Figur 1.3. Exempel på hur domkrafter kopplas till spännstag under uppspänning, linbaserade system (överst) och stångbaserade system (nederst), från [6].

1.3.5 Inspektionsprogram

Sammanställningen av information som utfördes i delprojekt 1 visade att det inte finns några standardiserade eller branschgemensamma riktlinjer eller rekommendationer för utformning av åldringshanteringssystem för spännstag installerade i vattenkraftsanläggningar. I delprojekt 2 gavs därför rekommendationer för hur ett inspektionsprogram för spännstag ska tas fram för både befintliga och nyinstallerade spännstag i vattenkraftsanläggningar. Rekommendationer i olika normer och standarder samt nuvarande inspektionsprogram som används av olika anläggningsägare sammanställdes. De rekommendationer som gavs i rapporten baserades delvis på sammanställningen. Huvuddelen av rekommendationerna innefattade två olika typer av inspektioner med olika detaljeringsgrad:

- En årlig okulär inspektion av spännstagen.
- En detaljerad inspektion som även innefattar mätning av kvarvarande spännkraft, vilken utförs med mellan fyra till sex års intervall.

Rekommendationer gavs även för omfattningen av inspektionerna, där antalet spännstag som ska inkluderas i en detaljerad inspektion är beroende av anläggningens dammsäkerhetsklass. Vidare presenterades även acceptanskriterier för uppmätta spännkrafter samt förslag på åtgärder när acceptanskriterierna inte uppfylls.

2 Spännkrafter i spännstag

2.1 INLEDNING

Vid dimensioneringen av en spännstagsinstallation beräknas ett spännkraftsbehov vilket motsvarar den externa kraft som krävs för att stabilisera den dämmande konstruktionen mot yttre krafter, t.ex. med avseende på stjälpning eller glidning. Utifrån konstruktionens geometriska förutsättningar väljs sedan det antal spännstag av en viss typ som ger en total spännkraft som minst motsvarar spännkraftsbehovet.

Det finns för närvarande ingen allmänt vedertagen praxis för införandet av marginaler mellan spännkraftsbehov och den spännkraft som kommer appliceras på konstruktionen. Vid dimensionering av andra spännarmerade konstruktioner såsom broar beräknas den kvarvarande spännkraften vid slutet av konstruktionens tekniska livslängd. Det är sedan denna spännkraft konstruktionen dimensioneras efter och därmed har marginaler mellan spännkraftsbehov och inlåst spännkraft hanterats. Det bör dock påpekas att för t.ex. infrastrukturkonstruktioner används främst spännarmering för att möjliggöra långa spännvidder utan för stora deformationer i bruksgränstillståndet. Det huvudsakliga syftet är alltså inte att öka konstruktionernas bärförmåga, vilket sannolikt är orsaken till att marginalen mellan spännkraftsbehov och inlåst spännkraft inte hanteras på ett mer detaljerat sätt.

Avsaknaden av en branschgemensam praxis inom vattenkraftsindustrin kan medföra att tillräckliga marginaler inte införs, spännkraftsbehovet kan då i värsta fall vara lika med den inlåsta spännkraften i spännstagen. Eftersom spännkraftsförluster p.g.a. långtidseffekter i materialen medför att spännkrafterna minskar med tiden så kan det leda till att stabilitetskraven för konstruktionen inte längre uppfylls. Ytterligare en faktor som motiverar en standardiserad hantering av marginaler är osäkerheterna i mätmetoderna med domkraft, vilket medför osäkerheter i den inlåsta spännkraften. Genom tillräckliga marginaler kan både spännkraftsförluster och osäkerheterna i mätmetoderna hanteras. I praktiken är det dock sällan som spännkraftsbehovet helt stämmer överens med den totala spännkraften som installeras. Oftast är det inte ett jämnt antal spännkablar som krävs för att uppfylla spännkraftsbehovet vilket innebär att en marginal automatiskt introduceras. Det kan t.ex. vara ett fall då två och ett halvt antal spännstag krävs för att uppfylla spännkraftsbehovet, det antal spännstag som då bör installeras är tre, vilket då medför en marginal på cirka 17 %. Eftersom en praxis för införandet av marginaler saknas är det möjligt att en avrundning även kan utföras till ett lägre antal spännstag, t.ex. 2,1 spännstag vilket i praktiken resulterar i två installerade spännstag.

Marginaler mellan det beräknade spännkraftsbehovet och den vid dimensioneringen valda spännkraften är även kopplat till acceptanskriterierna för spännkraften. Acceptanskriterier syftar till att säkerställa en tillräcklig marginal mellan spännkraftsbehov och den faktiska spännkraften i konstruktionen. För majoriteten av alla spännstag som är installerade i vattenkraftsanläggningar utförs kontinuerliga mätningar av spännkraften. Syftet med mätningarna är att

säkerställa att spännkrafterna i spännstagen uppfyller acceptanskriterierna för spännkraften. Sammanställningen i delprojekt 1 [2] visade att de acceptanskriterier som används i praktiken inte har någon koppling till spännkraftsbehovet utan är generella för samtliga spännstag. En anläggningsägare hade t.ex. ett generellt acceptanskriterium för spännstag i alla sina anläggningar där maximalt 10 % spännkraftsförlust accepterades. I delprojekt 2 [3] togs rekommendationer för acceptanskriterier fram vilka baserades på en uppskattning av spännkrafternas utveckling med tiden. Något detaljerat förslag till metod för att göra en prediktion över spännkrafterna gavs dock inte.

I nedanstående avsnitt presenteras en sammanställning av mätdata från spännkraftsmätningar som utförts i svenska anläggningar och som samlats in inom detta projekt. Det ursprungliga syftet var att bygga upp en databas innehållande spännkraftsdata från så många anläggningar och spännstag som möjligt. Databasen skulle ligga till grund för analyser och för att prediktera hur spännkrafterna varierar med tiden. Dessvärre har endast en begränsad mängd data kunna samlas in. Till viss del föreligger dessutom osäkerheter i uppspänningskrafterna vilket medför att spännkraftsförluster blir svåra att kvantifiera. På grund av den begränsade mängden mätdata presenteras endast rekommendationer för hur spännkraft i spännstag ska hanteras över tiden. Några detaljerade anvisningar med specificerade gränser för spännkrafter har därför inte kunnat tas fram.

Två olika metoder för att prediktera spännkraftsutvecklingen i spännstag presenteras i nedanstående avsnitt. Baserat på prediktionerna över spännkraft ges även rekommendationer för att hantera:

- Marginaler mellan beräknat spännkraftsbehov och inlåst spännkraft.
- De acceptanskriterier avseende uppmätta spännkrafter vid en spännstagsinspektion som togs fram i delprojekt 2 [3].

Slutligen presenteras även de effekter från höjningar av spännkrafter som observerats i tidigare motsvarande undersökningar inom kärnkraftsindustrin.

2.2 SPÄNNKRAFTSMÄTNINGAR I SVENSKA ANLÄGGNINGAR

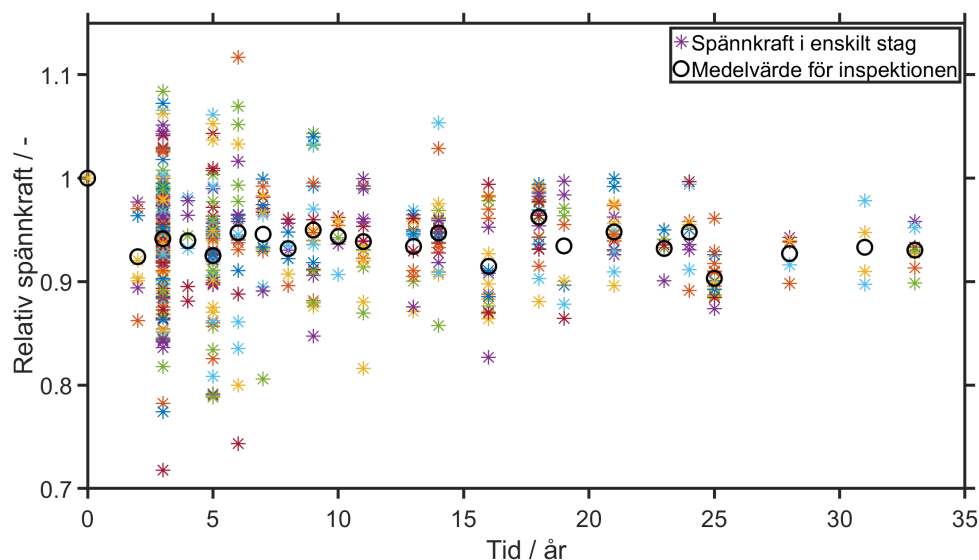
Resultat från mätningar av kvarvarande spännkraft i svenska kärn- och vattenkraftsanläggningar har samlats in och sammanställts. När det gäller resultat från mätningar som utförts på spännstag i reaktorinneslutningar till kärnkraftverk har endast mätdata från helt raka spännstag inkluderats.

Mätdata omfattar inte stångbaserade system, d.v.s. sammanställningen avser uteslutande kraftmätningar i linbaserade system. Stångbaserade system används nästan uteslutande för förankring av mekaniska utrustning i vattenkraftsanläggningar. Längden på spännstagen är oftast betydligt kortare för stångbaserade system. Till skillnad från linbaserade system är de placerade inomhus, dessutom utgörs förankringen inte av cementinjektering utan med ankarmuttrar i båda ändar av spännstaget. Detta medför att utvecklingen av spännkraftsförluster över tiden kan komma att skilja något mellan de båda systemen. Dock kan mätdata från reaktorinneslutningar anses vara representativt

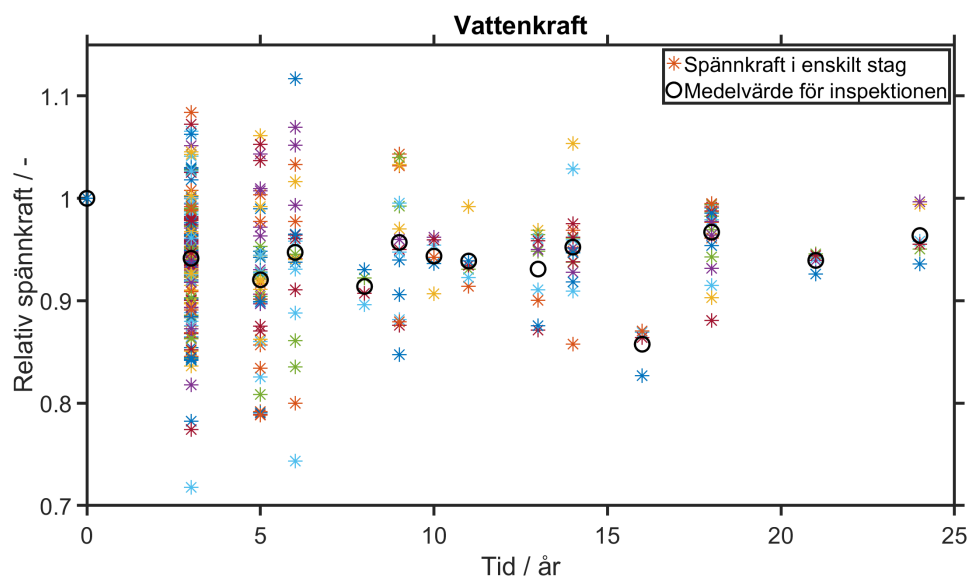
för stångbaserade system då dessa förankras utanpå konstruktionerna samt att klimatförhållandena är snarlika.

I Figur 2.1 visas uppmätta spännkrafter i linbaserade system från både vatten- och kärnkraftsanläggningar över en period på 33 år. Spännkrafterna redovisas relaterade till uppspänningskrafterna, d.v.s. relativa spännkrafter. Varje punkt i figuren motsvarar således den relativa spännkraften för ett enskilt spännstag. De svarta cirkelarna visar medelvärden för respektive inspektion. I Figur 2.2 och Figur 2.3 är resultaten uppdelade på vattenkrafts- respektive kärnkraftsanläggningar. Som framgår av resultaten från spännkraftsmätningarna sker den större delen av spännkraftsförlusterna under de första fem till tio åren efter uppspänningen. Därefter kan inte någon tydlig förlust av spännkraft urskiljas, vilket även tidigare genomgångar av spännkraftsförluster visat [4]. Orsaken till detta är sannolikt att noggrannheten i mätningar med domkraft är betydligt lägre än utvecklingen av spännkraftsförlusterna efter de första tio åren.

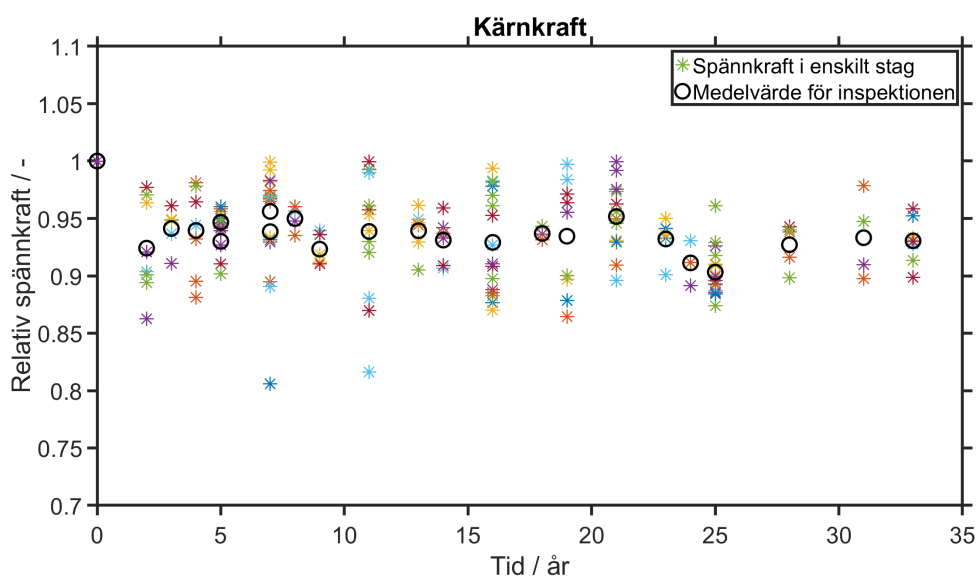
Spridningen i uppmätta spännkrafter är relativt stor, särskilt för mätningar i vattenkraftsanläggningar där variationskoefficienten i vissa fall uppgår till nästan 20 %. Spridningen i uppmätta spännkrafter i kärnkraftsanläggningar är betydligt mindre. En tidigare utvärdering av spännkraftsmätningar i kärnkraftsanläggningar visade att spridningen i uppmätta spännkrafter ökar med tiden p.g.a. långtidsförluster och inverkan av friktion mellan foderrör och spännstål. Den stora spridning som främst förekommer för vattenkraftsanläggningar är sannolikt till stor del en följd av osäkerheterna som är behäftade med de metoder för domkraftsmätning som används. Inom vattenkraften har ofta olika utförare anlitats vilka använder olika mätmetoder. Inom kärnkraften har samma utförare utfört både uppspänning och samtliga efterföljande mätningar vilket medför en mindre osäkerhet i mätresultaten. I vissa fall har utförarna dock även här använt olika mätmetoder vid olika mättillfällen.



Figur 2.1. Resultat från spännkraftsmätningar i både vattenkrafts- och kärnkraftsanläggningar.



Figur 2.2. Resultat från spännkraftsmätningar i vattenkraftsanläggningar.



Figur 2.3. Resultat från spännkraftsmätningar i kärnkraftsanläggningar.

2.3 UPPSKATTNING AV SPÄNNKRAFTSFÖRLUSTER

Följande två metoder kan användas för att uppskatta och även prediktera framtida spännkraftsförluster i en spännarmerad konstruktion:

- Regressionsanalys av uppmätta spännkrafter. Regressionsanalys innefattar endast statistisk behandling av mätdata och modellerar inte materialens fysikaliska egenskaper.
- Modellering av materialens långtidsförluster, vilket innebär att använda matematiska uttryck, s.k. prediktionsmodeller, för att uppskatta krympning och krypning i betong samt relaxation av spännstålet. Detta kan t.ex. utföras med uttryck i Eurocode 2 [7] och [8].

2.3.1 Regressionsanalys

Regressionsanalys innebär att ta fram en matematisk funktion som beskriver sambandet mellan två eller flera faktorer utifrån observerade data. I detta fall innebär det att ta fram en funktion som beskriver hur spännkraften varierar med tiden utifrån uppmätta spännkrafter. Tillförlitligheten i en regressionsanalys, speciellt om den ska användas för prediktion av framtida spännkrafter, ökar med mängden mätdata som finns tillgänglig. Särskilt viktigt är att ha mätdata från flera mättillfällen som är utspridda över så lång tidsperiod som möjligt. När regressionsanalys ska appliceras på data från spännkraftsmätningar bör det finnas mätdata från minst fem i tiden skilda mättillfällen under en period av minst 20 till 25 år. I annat fall bör en prediktion av spännkrafter utföras med prediktionsmodeller, se avsnitt 2.3.2.

Den enklaste regressionsmodellen är en linjär modell där sambandet mellan två parametrar, t.ex. spännkraft och tid, beskrivs med en linjär funktion. En linje anpassas till mätdata genom att uppskatta s.k. regressionskoefficienter. För en linjär modell finns två regressionskoefficienter, en som beskriver hur spännkraften ändras med tiden och en som visar var linjen skär y-axeln. Med hjälp av regressionsfunktionen kan spännkraftsförlusternas utveckling med tiden predikteras. Spännkraftsförluster utvecklas snabbast under de första fem till tio åren efter uppspänning och därefter med en avtagande hastighet, se Figur 2.1 till Figur 2.3. Mätningar av spännkraft i spännarmerade konstruktioner över tid samt laborieförsök där krypning, krympning och relaxation mätts över tiden visar att utvecklingen av spännkraftsförluster kan beskrivas med en logaritmisk funktion av tiden. En regressionsanalys utifrån Ekvation 1, där spännkraften sätts i relation till logaritmen av tiden är därför sannolikt den modell som är bäst lämpad för prediktioner av framtida spännkrafter. En mer detaljerad beskrivning av hur en regressionsanalys enligt Ekvation 1 utförs ges i bilaga A.

$$P(t) = \alpha \cdot \log(t) + \beta$$

Ekvation 1

Där:

$P(t)$ = predikterad spännkraft vid tiden t , N

α, β = regressionskoefficienter uppskattade från mätdata

t = tid, år

Passningen av regressionslinjen till befintliga mätdata, d.v.s. beräkningen av regressionskoefficienterna utförs vanligen med minsta-kvadrat metoden. I minsta-kvadrat-metoden anpassas linjen genom att hitta minsta värdet på summan av kvadraterna på de lodräta avstånden från mätpunkterna till linjen. Ett enkelt mått på hur väl regressionslinjen passar mätdata anges av den så kallade determinationskoefficienten eller förklaringsgraden, R^2 , vilken antar ett värde mellan 0 och 1 där 1 betyder perfekt passning mellan mätdata och regressionslinje, d.v.s. att hela ändringen av P i ekvation 1 beror på en ändring i t . Ett högt värde på determinationskoefficienten innebär dock inte per automatik att den framtagna regressionsmodellen är en lämplig modell för att beskriva sambandet mellan två variabler. Determinationskoefficienten anger t.ex. inte om det faktiskt föreligger ett

samband mellan de studerade variablerna, att den mest lämpliga regressionsmodellen är vald eller att det finns andra faktorer som kan påverka sambandet mellan de studerade variablerna.

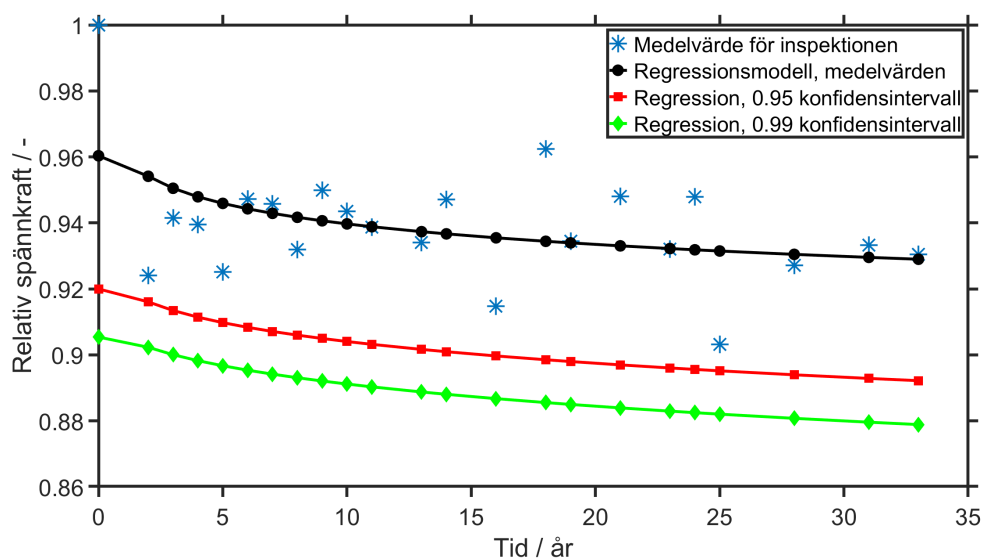
För praktiska applikationer på mätdata från spännkraftsmätningar får dock determinationskoefficienten anses vara tillräcklig för att beskriva regressionsmodellens passning till mätdata eftersom:

- Spännkraftsförluster ökar över tid, vilket både resultat från spännkraftsmätningar och laboratorieförsök har visat. Det föreligger alltså ett samband mellan tiden och utvecklingen av spännkraftsförlusterna. Någon analys avseende korrelation är därför inte nödvändig.
- Temperaturen i omgivande klimat påverkar både spännkraftsförlusterna samt sannolikt även noggrannheten i domkraftsmätningar. Osäkerheterna i de mätmetoder med domkraft som används påverkar noggrannheten i de uppmätta spännkrafterna. I detta fall är dock inte några andra faktorer än tiden relevanta att beakta separat eftersom mätningarna avser spännkraften i spännstagen. Alla andra effekter är då redan inkluderade i mätdata och därmed även i regressionsanalysen.
- Den mest lämpliga regressionsmodellen är vald eftersom en logaritmisk tidsfunktion beskriver utvecklingen av spännkraftsförluster.

Eftersom regressionsmodellen i detta fall ska användas för prediktioner av framtida spännkrafter bör även konfidensintervall för den predikterade spännkraften tas fram. Ett konfidensintervall är en s.k. intervallskattning av värdet på en parameter baserat på standardavvikelsen och den statistiska fördelningen, vanligtvis normalfördelning, för populationen. Konfidensintervallet kommer med en viss sannolikhet, intervallets konfidensgrad, α , innefatta parametrarnas verkliga värde. Konfidensgraden anges ofta som $(1-\alpha)$, vanliga värden på konfidensgraden för ett intervall är 0,95 eller 0,99. I detta fall är den s.k. nedre konfidensgränsen som kommer vara av störst intresse. Den nedre konfidensgränsen erhålls genom att subtrahera konfidensintervallets bredd från det predikterade medelvärdet på spännkraften. Ett konfidensintervall med konfidensgraden 0,95 anger att det är 95 % sannolikhet att den nedre konfidensgränsen är lägre än det verkliga medelvärdet på spännkraften vid denna tidpunkt. Konfidensintervall beräknas oftast utifrån antagandet att spännkrafterna är normalfördelade, vilket flera tidigare studier visat är ett rimligt antagande [4].

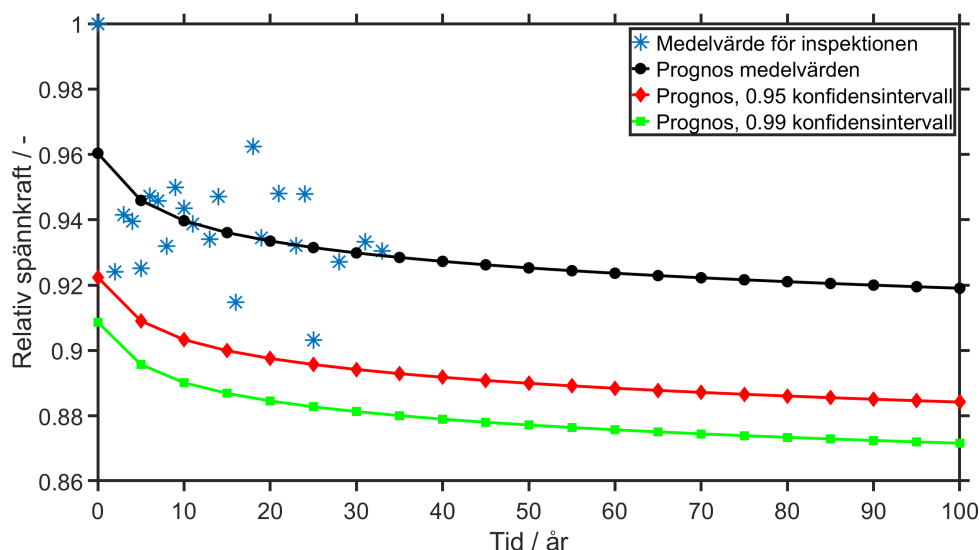
Konfidensintervall som används för uppskattning av framtida värden utifrån en regressionsanalys kallas för prediktionsintervall. Prediktionsintervall baseras på t-fördelningen vilken är en fördelning som är beroende av antalet stickprov (i detta fall uppmätta spännkraft från ett spännstag), ju färre antal stickprov desto bredare blir fördelningen. t-fördelningen är besläktad med normalfördelningen och vid ett oändligt antal stickprov är fördelningen identisk med normalfördelningen. I praktiken är dock skillnaden mellan fördelningarna mer eller mindre försumbar vid ett tillräckligt stort antal stickprov, finns över 100 stickprov tillgängliga kan normalfördelningen istället användas. Den mätdata som presenteras i Figur 2.1 omfattar t.ex. ett såpass stort antal spännkraftsmätningar, cirka 450 stycken, att valet av fördelning inte påverkar prediktionsintervallens storlek.

I ekvation 1 ges det faktiska värdet på spännkraften som den parameter som ska skattas. I det fall en större mängd mätdata finns tillgängligt där spännkrafterna varierar i storlek kan det vara lämpligare att utföra regressionsanalysen på relativa spännkrafter, d.v.s. uppmätta spännkrafter dividerade med uppspänningskraften. I Figur 2.4 redovisas resultaten från en regressionsanalys utförd enligt Ekvation 1 på medelvärdena på de relativa spännkrafterna som presenteras i Figur 2.1. Medelvärdet för de relativa spännkrafterna har beräknats för varje inspektionstillfälle vilket har legat till grund för regressionsanalysen. Konfidensintervall för spännkrafterna har beräknats på konfidensgraderna 0,95 samt 0,99, se bilaga A för mer detaljerad beskrivning kring konfidensintervall.



Figur 2.4. Regressionsmodell utifrån uppmätta spännkrafter där regressionsanalysen har utförts på medelvärden från spännkraftsmätningarna med tillhörande konfidensintervall.

I Figur 2.5 visas predikterade framtida medelvärden på spännkraften över en period på 100 år. Prediktionen visar att det förväntade medelvärdet 100 år efter uppspänningen uppgår till cirka 92,5% av uppspänningskraften. Prediktionsintervallen på konfidensgrad 0,99 visar att det är 99% sannolikhet att den predikterade spännkraftsförlusten på 13% kommer understiga det verkliga medelvärdet på spännkraften efter 100 år.



Figur 2.5. Spännkraftsförluster för en period på 100 år predikerat med regressionsanalysen i Figur 2.4.

En regressionsanalys enligt ovan kan utföras med ett flertal olika kommersiellt tillgängliga program, t.ex. Excel eller Matlab. En mer detaljerad beskrivning av hur regressionsanalys och konfidensintervall kan beräknas ges i Bilaga A.

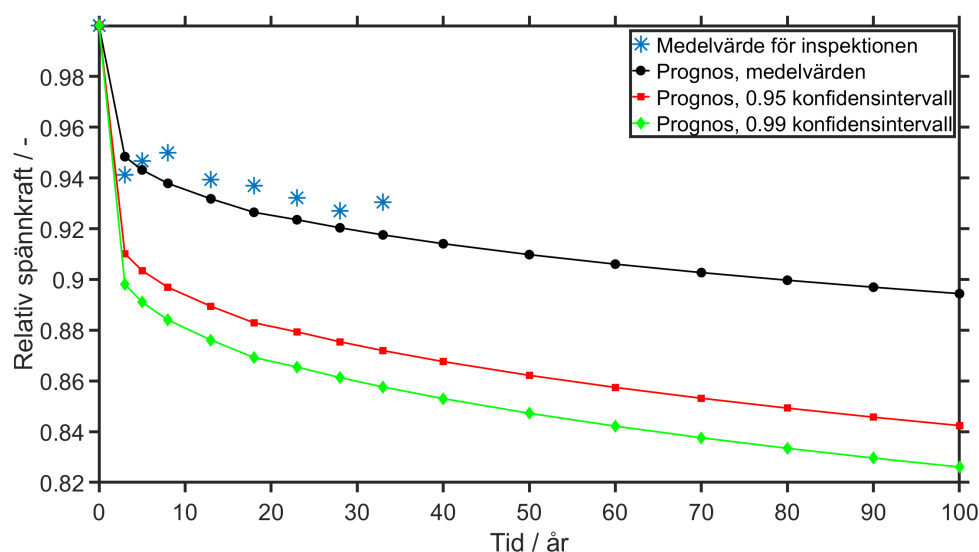
2.3.2 Modellering med empiriska modeller

Modellering av långtidsförluster med empiriska modeller innebär att använda ekvationerna i t.ex. Eurocode 2 [7] för att beräkna betongens krypning och krympning samt relaxation av spännstålet. Ett alternativ är att använda ekvationerna i brodelen till Eurocode 2 [8] som är mer anpassade till större konstruktioner med lite tjockare tvärsnitt. Modellerna för krypning och krympning är empiriska och baserade på en stor mängd data från kryp- och krympningsförsök främst utförd under relativt korta tidsperioder. Osäkerheten i predikerade värden är därför relativt stor. Utifrån försöksdatan som modellerna är baserade på anges en variationskoefficient på cirka 30% på de beräknade värdena för krypning och krympning i Eurocode 2. Dessutom rekommenderas att en säkerhetsfaktor vars värde ökar med tiden används vid prediktioner över framtida krypning och krympning [8]. Något rekommenderat värde för variationskoefficienten för relaxation av spännstål kan inte hittas i litteraturen. Eftersom variationskoefficienten för betongs draghållfasthet är samma som den som anges för krypning och krympning [9] och [10] kan det antas att samma gäller för spännstål. Variationskoefficienten för draghållfastheten för spännstål uppgår till 2% [9], vilket även då kan användas för modellering av relaxationsförluster.

Modellerna kommer användas för prediktioner av spännkrafter och därför bör även konfidensintervall för beräkningen av krypning och krympning beräknas för att hantera osäkerheterna i modellerna [10]. Eftersom spännkraftsförluster är en funktion av krypning, krympning och relaxation kommer även konfidensintervallet för spännkraftsförlusterna vara en funktion av spridningen i de ingående mekanismerna. Spridningen, d.v.s. standardavvikelsen för krypning, krympning och relaxation bestäms utifrån variationskoefficienterna för respektive

mekanism. Standardavvikelsen för spännkraftsförlusten vid en viss tidpunkt är sedan en funktion av standardavvikelsen för spännkraftsförlusterna orsakad av respektive mekanism. Utifrån standardavvikelsen för spännkraftsförlusten kan sedan en nedre konfidensgräns för den predikterade spännkraften tas fram. Hur denna procedur går till redovisas mer utförligt i Bilaga A.

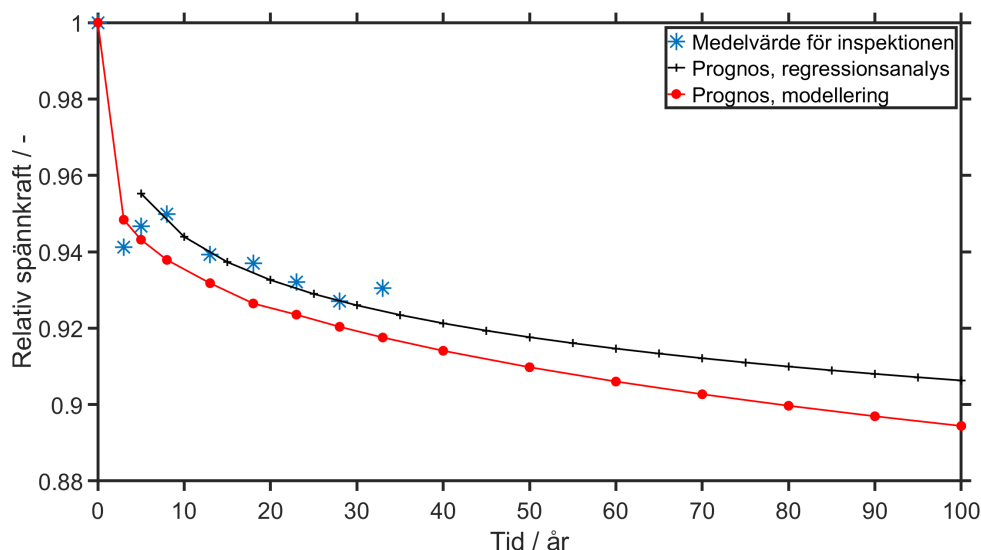
I Figur 2.6 visas en modellering över spännkraftsförlusterna i en reaktorinneslutning i ett svenskt kärnkraftverk tillsammans med framtida spännkraftsförluster predikterade för en tidsperiod på 100 år. Resultaten visar att modellering med prediktionsmodeller av långtidsförluster ger en relativt konservativ uppskattning av spännkraftsförlusterna.



Figur 2.6. Spännkraftsförluster i en reaktorinneslutning för en period på 100 år baserat på modellering av långtidsförluster.

2.3.3 Jämförelse av modeller

I Figur 2.7 redovisas resultaten från båda metoderna som använts för att prediktera spännkrafter i avsnitt 2.3.2. Det är en relativt liten skillnad i de predikterade förlusterna där regressionsanalysen visar på en spännkraft motsvarande 89,4 % av uppspänningskraften efter 100 år. Modelleringen med empiriska modeller visar på en spännkraft motsvarande cirka 90,2%, vilket är något lägre jämfört med resultaten på samtliga mätdata från både kärnkrafts- och vattenkraftsanläggningar i Figur 2.4 där slutvärdet på spännkraften var 92,5%.



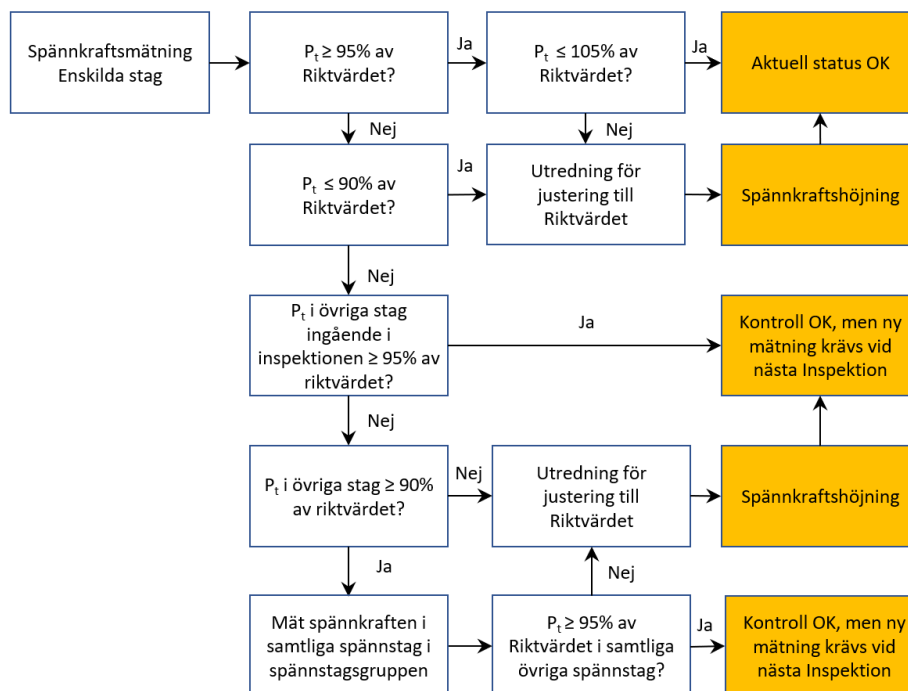
Figur 2.7. Jämförelse mellan de olika metoderna för prediktion av spännkraftsförlusterna i en reaktorinneslutning för en period av 100 år.

2.4 ACCEPTANSKRITERIER OCH MARGINALER FÖR SPÄNNKRAFTER

2.4.1 Acceptanskriterier för spännkraft

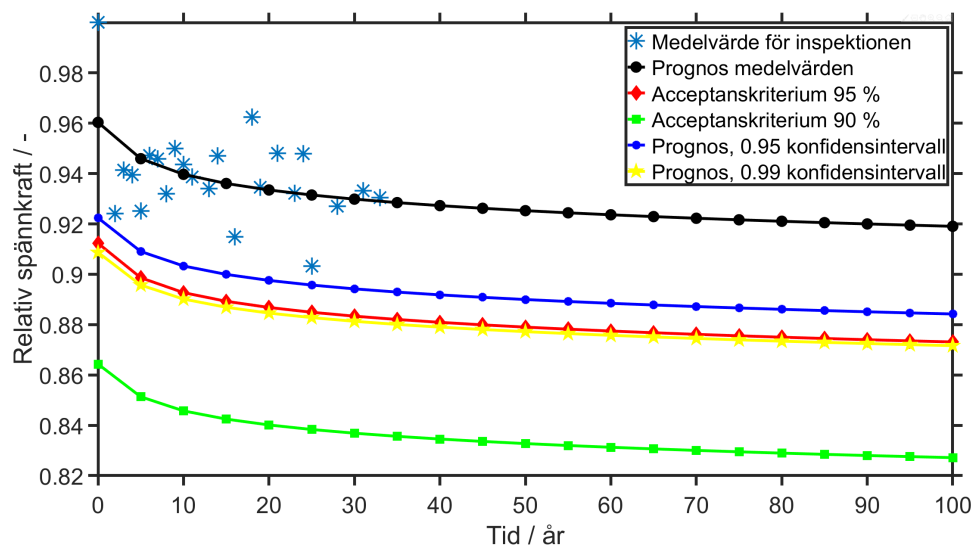
I [3] presenterades förslag till acceptanskriterier för uppmätta spännkrafter i vattenkraftsanläggningar samt åtgärder vid överskridande av acceptanskriterierna, se Figur 2.8. Det rekommenderas att spännkraftsförlusterna i spännstag ska predikteras för hela tekniska livslängden med någon av metoderna som presenteras i avsnitt 2.3 ovan. För nyinstallationer ska prediktionen utföras i samband med dimensioneringen av spännstagen. För befintliga anläggningar kan den utföras i samband med upprättandet av ett inspektionsprogram i enlighet med [3]. Medelvärdet på spännkraften i ett spännstag ska predikteras för varje inspektionstillfälle, vilket ska utgöra ett s.k. riktvärde (RV i Figur 2.8) för hur stor spännkraften teoretiskt kan förväntas vara vid varje inspektion. Riktvärdet för spännkraften ska alltid överskrida spännkraftsbehovet för varje spännstag, även då dess avsedda tekniska livslängd är uppnådd. I avsaknad av modeller för prediktion av spännkraften så sattes ett huvudsakligt generellt acceptanskriterium till 95 % av riktvärdet för den aktuella spännkraftsmätningen.

I Figur 2.8 visas ett flödesschema för utvärdering av resultatet från en spännkraftsmätning på spännstag i en anläggning. Generellt så ska spännkraften som uppmäts vara över 95 % samt under 105 % av RV. I det fall spännkraften i ett enskilt spännstag underskrider 95 % av RV, men överstiger 90 % av RV samtidigt som spännkrafterna i övriga spännstag överskrider 95 % av RV så är spännkrafterna godkända och någon ytterligare åtgärd krävs inte. Om spännkraften understiger 90 % eller överstiger 105 % av RV ska en utredning för att identifiera orsaken till avvikelsen. Viktigt är att spännkraften alltid ska överstiga spännkraftsbehovet för varje enskilt spännstag och samtliga spännstag inom en spännstagsgrupp.



Figur 2.8. Flödesschema för utvärdering av uppmätta spännkrafter. P_t = uppmätt spännkraft vid inspektion, DI = detaljerad inspektion, RV = riktvärde på spännkraft för inspektionen.

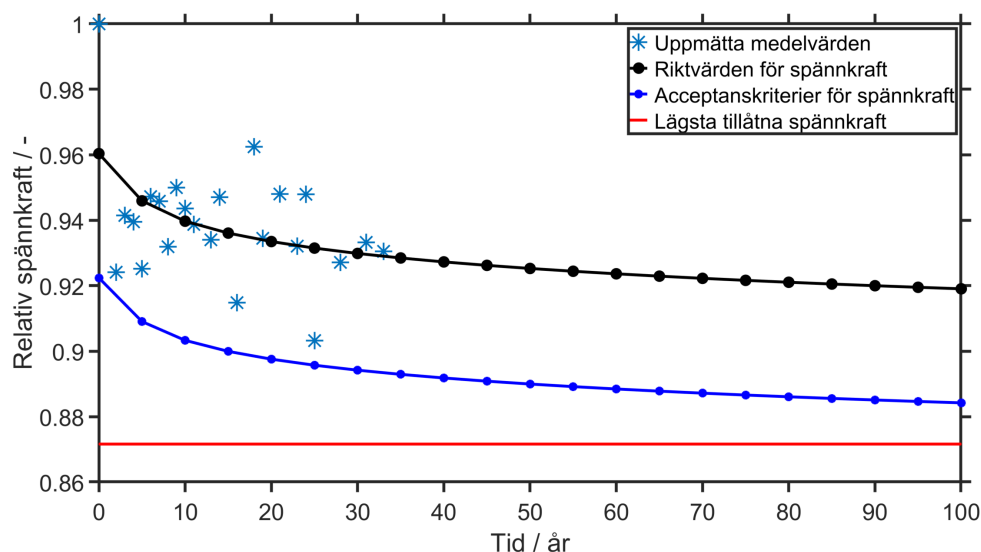
I Figur 2.9 visas de predikterade spännkrafterna från Figur 2.4 tillsammans med de acceptanskriterier som ges i Figur 2.8. Det tidigare föreslagna acceptanskriteriet på 95 % av RV ligger något under konfidensintervallet på 0,95 och skillnaden mellan det lägre acceptanskriteriet på 90 % av RV och konfidensintervallet på 0,99 är relativt stor. Eftersom de tidigare föreslagna acceptanskriterierna är tänkta att dessutom överskrida spännkraftsbehovet och inte är baserade på mätdata eller modellering så är sannolikheten stor att acceptanskriterierna ger alltför konservativa marginaler mot för låga spännkraftsnivåer. Konfidensgränserna, d.v.s. konfidensintervallen på 0,95 respektive 0,99 är, beroende på prediktionsmetod, baserade på mätdata och spridning i denna alternativt på modellering där osäkerheterna i modellerna har inkluderats. Konfidensgränserna är därför mer lämpliga som acceptanskriterier än de tidigare rekommendationerna, d.v.s. 95% respektive 90% av riktvärdet.



Figur 2.9. Predikterade spännkraftsförluster samt föreslagna acceptanskriterier för uppmätt spännkraft.

2.4.2 Marginaler för spännkraft

För närvarande finns inget standardiserat förfarande för införande av marginaler mellan beräknat spännkraftsbehov och inlåst spännkraft för spännstag som installeras i vattenkraftsanläggningar, se avsnitt 2.1. Valet av marginaler är även knutet till de acceptanskriterier som används vid utvärdering av uppmätta spännkrafter eftersom båda måste baseras på en uppskattning av spännkraftens utveckling med tiden. Utifrån utvärderingen av spännkraftsförluster ovan rekommenderas det att den spännkraft som motsvarar konfidensgränsen på 0,99 efter 100 år ska överstiga det beräknade spännkraftsbehovet. Minimivärdet på marginalerna mellan spännkraftsbehov och inlåst spännkraft blir då skillnaden mellan konfidensgränsen på 0,99 efter 100 år och uppspänningskraften. Baserat på de utvärderade spännkraftsförlusterna kommer detta sannolikt leda till att alltför konservativa marginaler undviks. Baserat på de predikterade spännkrafterna i figur 2.9 visas i Figur 2.10 ett exempel på hur acceptanskriterier och marginaler kan tas fram (konfidensgränsen 0,99 motsvarar lägsta tillåtna spännkraft.)



Figur 2.10. Exempel på hur acceptanskriterier och lägsta tillåtna spännkraft tas fram baserat på resultaten i figur 2.9.

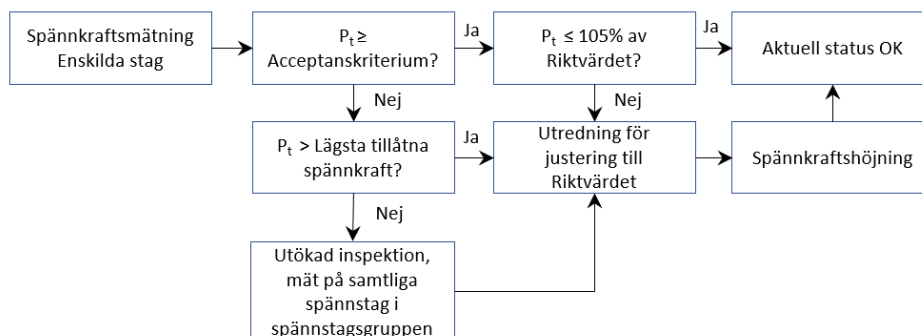
I det fall spännkraften ska predikteras med empiriska modeller kan beräkningen av minimivärdet på marginalen behöva utföras iterativt. Beräkningen utgår nämligen från en spännkraft där marginalerna redan är inkluderade, d.v.s. beräkningen förutsätter att marginalerna är kända på förhand. Som en första approximation kan en marginal på 10 – 15 % antas, d.v.s. förenklat kan det beräknade spännkraftsbehovet ökas med 10 – 15 %, vilket är den spännkraft utifrån vilken prediktionen av framtida spännkrafter sedan görs. Baserat på resultatet kan beräkningen behöva upprepas med ett nytt startvärde för spännkraften om t.ex. den beräknade marginalen blev för låg och underskred spännkraftsbehovet.

2.4.3 Uppdatering av tidigare rekommendationer

Utifrån resultaten i avsnitt 2.4.1 samt 2.4.2 behöver rekommendationerna som gavs i [3], se Figur 2.8, avseende acceptanskriterier och utvärdering av mätresultat från en spännkraftsmätning uppdateras. I Figur 2.11 ges en uppdaterad version av flödesschemat i Figur 2.8 för utvärdering av resultatet från en utförd spännkraftsmätning. Acceptanskriteriet för spännkraften motsvarar konfidensgränsen på konfidensgraden 0,95 och lägsta tillåtna spännkraft konfidensgränsen på konfidensgraden 0,99 alternativt spännkraftsbehovet i spännstaget. Statusen på spännstaget anses uppfylla kraven om den uppmätta spännkraften överstiger acceptanskriteriet samt understiger 105 % av riktvärdet för inspektionen (motsvarande det predikterade medelvärdet för spännkraften).

I det fall spännkraften understiger acceptanskriteriet men överstiger lägsta tillåtna spännkraft ska orsaken till avvikelserna utredas och spännkraften justeras till riktvärdet för inspektionen. I det fall den uppmätta spännkraften även understiger lägsta tillåtna spännkraft ska en utökad inspektion utföras där spännkrafterna mäts i samtliga spännstag som ingår i spännstagsgruppen. Syftet med den utökade inspektionen är att utreda om spännkrafterna i övriga spännstag i

spännstagsgruppen avviker från acceptanskriterierna. Detta bör åtföljas av en utredning kring orsaken till avvikelserna samt en justering av spännkrafterna (till riktvärdet för inspektionen) i samtliga spännstag där spännkraften understiger acceptanskriteriet. Vid nästkommande detaljerade inspektion ska samtliga spännstag där spännkrafterna har understigit acceptanskriterierna inkluderas (utöver det föreskrivna antalet) för att säkerställa att justeringen av spännkraften har haft avsedd effekt.

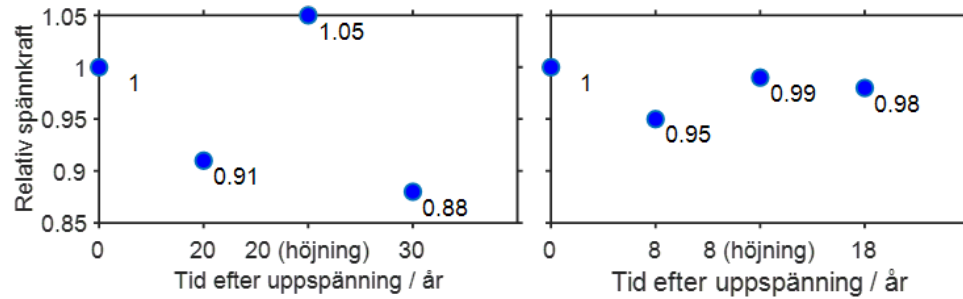


Figur 2.11. Uppdaterade acceptanskriterier för utvärdering av resultat från utförda spännkraftsmätningar.

2.5 HÖJNING AV SPÄNNKRAFT

I samband med spännkraftsmätningar är en vanlig praxis att spännkraften i de testade spännstagen återställs till ursprunglig kraftnivå. För linbaserade system utförs detta genom att ytterligare mellanlägg placeras mellan ankarstykke och ankarplatta. För stångbaserade system återställs spännkraften genom att spänna ankarmuttern ytterligare. Resultat från spännkraftsmätningar på reaktorinneslutningar till kärnkraftverk har indikerat att spännkraftsförlusterna ökar betydligt då spännkraften höjs till en nivå som överstiger den ursprungliga spännkraften se Figur 2.12. I samband med en spännkraftsmätning cirka 20 år efter uppspänningen var spännkraftsnivåerna cirka 91% av uppspänningskraften. Spännkrafterna höjdes då till nivåer som motsvarade 105% av de ursprungliga. Vid nästkommande spännkraftsmätning som utfördes tio år senare uppgick spännkraftsnivåerna endast till 88% av de ursprungliga spännkrafterna. Effekterna av höjningen var således förlorade endast tio år efter höjningen. Dessutom utvecklades spännkraftsförlusterna betydligt fortare efter höjningen än under de första tjugo åren efter uppspänningen. Detta kan jämföras med resultaten från spännkraftsmätningarna på en annan reaktorinneslutning, se Figur 2.12. Där uppgick spännkraftsförlusterna till drygt 4% vid en mätning som utfördes arton år efter uppspänningen. Spännkrafterna höjdes då till en nivå som var något lägre än de ursprungliga uppspänningskrafterna. Vid mätningen tio år senare var spännkraftsförlusterna endast 2,1 % relaterat till uppspänningskraften, d.v.s. effekterna av höjningen kvarstod. Resultaten indikerar att en höjning av spännkraften till nivåer som överstiger de ursprungliga kan orsaka accelererade spännkraftsförluster och således har höjningen då ingen bestående effekt på spännkrafterna. En möjlig förklaring till detta kan vara att spännstagen då spänns

till nivåer som de tidigare inte varit utsatta för under annat än korta perioder under uppspänningen vilket då återaktiverar relaxationen i stålet.



Figur 2.12. Effekter av højning av spännkrafter. Vänster figur visar uppmätta spännkrafter i spännstag där spännkrafterna höjdes till nivåer som överskrider uppspänningskraften. Höger figur visar uppmätta spännkrafter i spännstag där spännkrafterna höjts till nivåer som understiger uppspänningskraften.

3 Konstruktionsförutsättningar för spännstags förankringszon

3.1 INLEDNING

Förankringen av spännstag utförs på principiellt samma sätt oavsett om staget är förankrat i underliggande berg eller i betongen i befintlig konstruktion och utgörs av cementinjektering av den fasta delen av spännstaget, den s.k. förankringszonen, se Figur 1.2. Spännkraften i spännstaget förs över till cementbruket via vidhäftning mellan stål och bruk och sedan vidare till berget eller betongen via vidhäftningen mellan bruk och berg/betong. Foderröret som utgör den yttre delen av det dubbla korrosionsskyddet kommer även vara en del av i kraftöverföringen. Korrugeringen av foderröret i kombination med dess materialegenskaper medför att foderrörets egenskaper sällan har någon negativ inverkan på spännstagets bärförmåga. Ingjutningens och bergets/betongens kvalitet är därför de faktorer som kommer därför påverka spännstags beteende.

Bristande kvalitet på förankringszonen kan medföra ökade spännkraftsförluster orsakade av t.ex. krypning i injekteringsbruket eller uppsprickning av berg och/eller bruk. Sådana brister kan även påverka ett spännstags beteende under domkraftsmätningar till följd av deformationer eller rörelser av spännstaget i förankringszonen. I sådana fall påverkas spännstagets uppmätta styvhet, d.v.s. lutningen på kurvan i kraft-förskjutningsdiagrammet. Ju lägre kvalitet på förankringszonen desto flackare lutning på kurvan p.g.a. ökade rörelser i förankringszonen. En mätning av kvarvarande spännkraft i ett spännstag är således inte bara en kontroll av spännkraften utan indirekt även en kontroll av ingjutningens kvalitet.

Det är ingjutningens kvalitet som kontrolleras vid de mätningar som utförs före uppspänningen för nyinstallerade spännstag t.ex. godkännandeprov där krypningen i förankringszonen mäts under en viss tidsperiod [11]. Förutsatt att samma metod för domkraftsmätningen används kan förankringszonens status uppskattas genom att jämföra kraft-förskjutningsdiagrammen från olika mätningar. En minskande uppmätt styvhet kan då vara en indikation på en degradering av förankringszonen.

I detta kapitel presenteras resultatet från en genomgång av litteratur som behandlar förankringszonens förutsättningar och faktorer som påverkar dess mekaniska beteende.

3.2 BROTTMEKANISMER

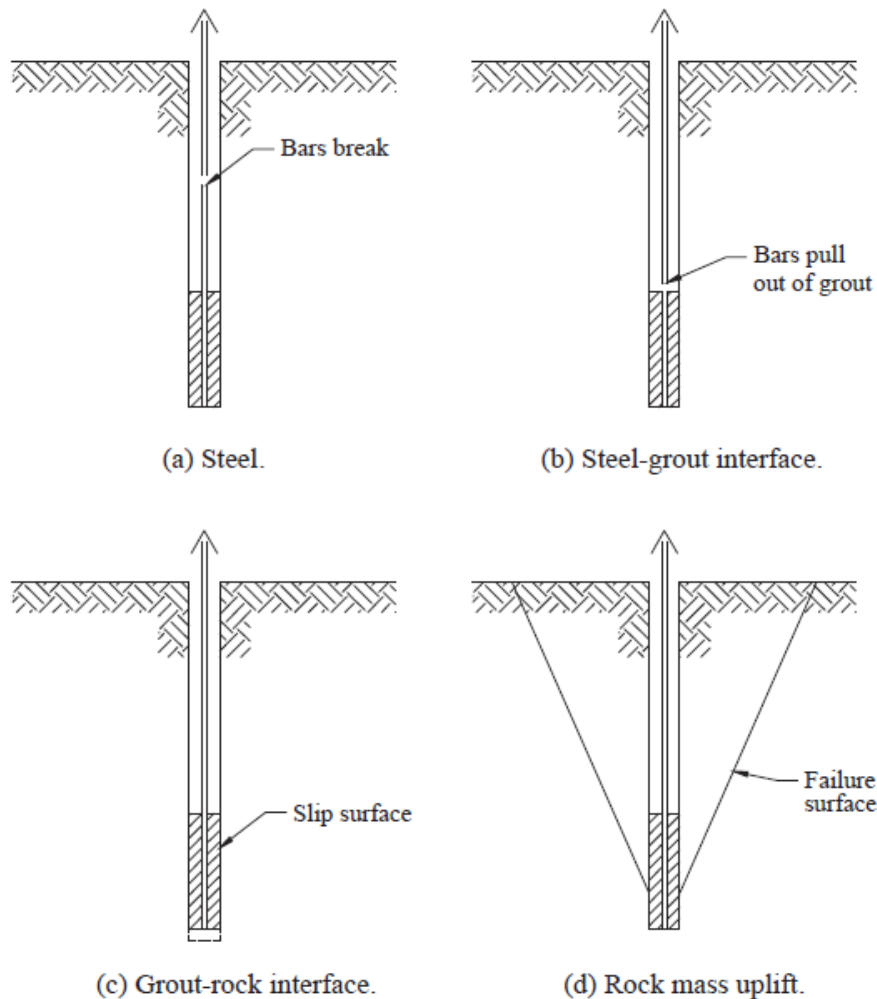
Vid dimensionering av spännstag skall bärförmågan kontrolleras för följande fyra brottmekanismer, se Figur 3.1:

1. Brott i spännstålet,
2. Vidhäftningsbrott mellan spännstål och injekteringsbruk,
3. Vidhäftningsbrott mellan injekteringsbruk och berg,
4. Brott i bergmassan (bergförankring) eller i befintlig betongkonstruktion (förankring i befintlig betongkonstruktion).

Förutom dessa fyra brottmekanismer kan även brott initieras i vidhäftningen mellan injekteringsbruk och någon av kontaktytorna för det dubbla korrosionsskyddets foderrör² (Brottmekanism 5). Avgörande för dimensioneringen av förankringszonen är brottmekanism 2 – 4. Det alternativ som ställer störst krav på förankringslängden blir dimensionerande.

Ett alternativ till beräkning av ett spännstags bärförmåga som ges i många normer, bl.a. i Eurocode 7 (EC7) [12], är att utföra provbelastningar av spännstaget. På så vis kan utdragsbärförmågan för spännstaget bestämmas för undergrundens faktiska egenskaper. Metoden är dock inte lämplig för vattenkraftsanläggningar eftersom installationen utförs i befintlig betongkonstruktion vilket medför stora risker för skador. Provbelastning måste i så fall ske i ett representativt närliggande område med identiska grundläggningsförhållanden.

² Ett sådant brott beror på handhavandefel vid installationsarbetet, d.v.s. något som ligger utanför konstruktörens kontroll.



Figur 3.1. Brottmekanismer för en bergförankring [13].

3.2.1 Brottmekanism 1: Brott i spännstålet

Dimensioneringen för denna brottmekanism utförs genom att välja ett spännstag med tillräcklig kapacitet utifrån beräknat spännkraftsbehov. Då den maximala spännkraften under både godkännandeprov samt uppspänning normalt inte tillåts överskrida 75 % av spännstagets bärförmåga så kan risken för att denna brottmekanism inträffar hållas mycket låg genom en väl genomförd installation. Brott i spännstålet kan dock inträffa i följande fall:

1. Oaktsamhet i samband med uppspänning, godkännandeprov eller provdragning vilket kan leda till att spännstaget utsätts för en för hög kraft av domkraften.
2. Materialdefekter i spännstålet vilket medför en lägre hållfasthet än den specificerade.
3. Skador på spännstålet, främst korrosionsskador som uppkommer under drift.

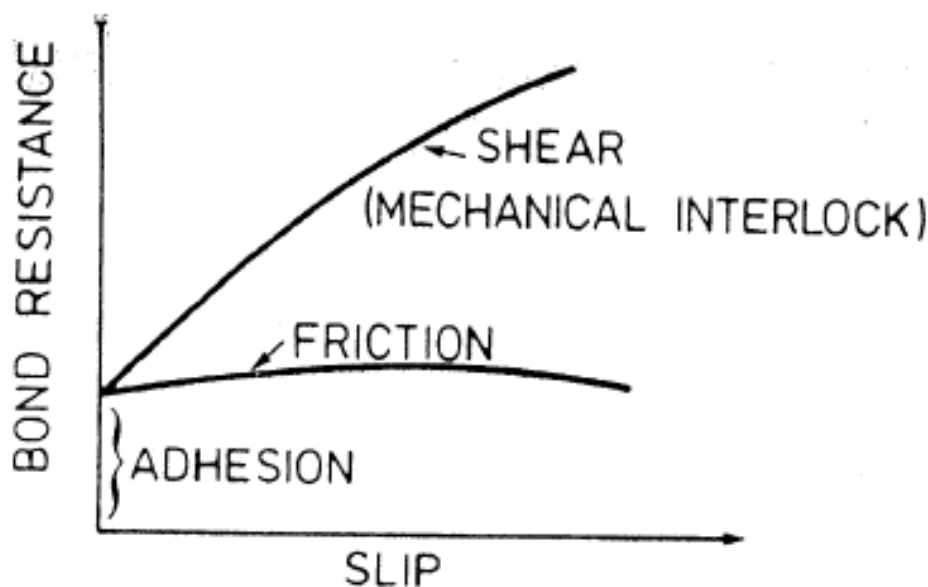
Fall 2 och 3 kan även inträffa i samband med en mätning av spännkraft med domkraft utifall en högre kraft än den inlåsta skulle appliceras i spännstaget. En kraftmätning med domkraft utgör en indirekt kontroll av spännstagets status avseende materialdefekter och skador.

3.2.2 Brottmekanism 2: Vidhäftningsbrott mellan spännstål och injekteringsbruk

Vidhäftningsbrott mellan injekteringsbruk och spännstål är en av faktorerna som är avgörande för dimensioneringen av förankringslängden för ett spännstag. Sammantaget bidrar tre olika mekanismer till vidhäftningen mellan spännstål och injekteringsbruk:

- adhesion mellan stål och injekteringsbruk.
- friktion i kontaktzonen.
- mekaniska förtagningseffekter p.g.a. spännstålets geometri, t.ex. vridningen av en lina eller gängorna på en stång.

För kortare förankringslängder är det främst adhesionen som står för bärförmågan. För längre förankringslängder, typiskt sådana som används i bergsförankringar för vattenkraftsanläggningar kommer alla tre mekanismerna bidra till bärförmågan. Aktivering av friktion längs kontaktytan samt effekten av förtagningar i ytorna är beroende av att en förskjutning sker i kontaktzonen. Friktionen är i princip oberoende av förskjutningens storlek, jämfört med bidraget från förtagningseffekter som ökar med ökande förskjutning. När en förskjutning skett som aktiverar friktionen och förtagningseffekterna är bidraget från adhesionen i princip uttömd, se Figur 3.2. Eftersom de olika mekanismerna är svåra att kvantifiera ansätts vid dimensionering en jämnt fördelad vidhäftningshållfasthet längs med hela spännstagets förankringslängd.



Figur 3.2. Mekanismerna adhesion, friktion och mekaniska förtagningseffekters bidrag till vidhäftningen mellan spännstål och injekteringsbruk samt dess beroende av förskjutning i förankringszonen [14].

Vid dimensionering för vidhäftningsbrott mellan injekteringsbruk och spännstål ansätts en vidhäftningshållfasthet för injekteringsbruket. Vidhäftningshållfastheten kan t.ex. bestämmas utifrån den europeiska normen för betongkonstruktioner, Eurocode 2 [7]. Förankringslängden beräknas sedan utifrån varje linas mantelarea som är i kontakt med injekteringsbruket och den beräknade vidhäftningshållfastheten.

Som ett exempel så blir den dimensionerande förankringslängden cirka 1280 mm för ett spännstag bestående av tolv stycken 15,7 mm linor med en uppspanningskraft på 2000 kN. I detta exempel har draghållfastheten på injekteringsbruket antagits uppgå till 3,0 MPa. Detaljerade beräkningar ges i bilaga B.

3.2.3 Brottmekanism 3: Vidhäftningsbrott mellan injekteringsbruk och berg

Vidhäftningen mellan injekteringsbruk och berg beror i princip på samma parametrar som vidhäftning mellan spännstål och injekteringsbruk, d.v.s. adhesion och friktion mellan bruk och berg samt mekaniska förtagnings effekter mellan ojämnheter i ytorna. Vid dimensionering antas ett värde på en vidhäftningshållfasthet mellan berg och injekteringsbruk beroende av typ av berg samt injekteringsbrukets draghållfasthet. En lista över värden på vidhäftningshållfastheter för olika bergarter ges t.ex. i [14], se även Figur 3.7. Bärförmågan för spännstaget med avseende på denna brottmekanism är sedan en funktion av vidhäftningshållfastheten, diametern på borrhålet samt förankringszonens längd.

I det exempel som gavs i föregående avsnitt så blir förankringslängden cirka 3,2 m för samma spännstag med en antagen vidhäftningshållfasthet mellan berg och injekteringsbruk på 3,0 MPa och en diameter på foderröret på 100 mm.

3.2.4 Brottmekanism 4: Brott i bergmassan

Brott i bergmassan antas ske genom att en konformad volym av bergmassan släpper från berggrunden, se Figur 1.1. Konen antas normalt ha sin topp vid halva höjden av förankringslängden med en spetsvinkel på mellan 60° till 90°. Bärförmågan för bergmassan bestäms sedan utifrån bergets tyngd samt volymen på bergkonen. Enligt [13] förekommer det även att bergets draghållfasthet alternativt skjuvhållfasthet inkluderas i beräkningarna av bärförmågan. Relativt stora osäkerheter finns dock behäftade med det senare förfarandet då även sprickbildningen i berget är av intresse förutom det aktuella bergets hållfasthetsvärden (kräver platsspecifika geotekniska undersökningar på plats).

Ett alternativt antagande är att den utdragna bergmassan har formen av ett prisma, istället för en kon, med sidlängden 1 m där sprickorna längs med kubens sidor antas ha en relativt låg skjuvhållfasthet. Någon motivering till varför prismats sidolängd antas vara 1 m kan inte hittas i litteraturen. I ett exempel på beräkning av bergets bärförmåga enligt norsk praxis antas en skjuvhållfasthet i bergets sprickplan på mellan 30 kN/m² till 100 kN/m² samt att en kubisk bergmassa dras ut och står för bärförmågan [15].

Bärförmågan för denna brottmekanism blir avgörande för dimensioneringen av förankringslängden i exemplet som använts ovan. Med antagande om en tyngd på berget på 16 kN/m^3 under grundvattenytan (vattenmättade förhållanden) och med en toppvinkel på brottkonen på 60° krävs en förankringslängd på cirka 7,1 m för att klara bärförmågan i bergmassan. Antas en toppvinkel på bergkonen på 90° krävs istället en förankringslängd på cirka 4,9 m. Om däremot bergets draghållfasthet inkluderas, i detta exempel med ett antagande om en draghållfasthet på 3,0 MPa, så reduceras den dimensionerande förankringslängden till endast 670 mm. Detta motsvarar en minskning av förankringslängden med drygt 90%, förutsatt att bergkonens toppvinkel antas vara på 60° . Vid ett antagande om en toppvinkel på 90° reduceras förankringslängden ytterligare, till 460 mm. Alternativt, med ett antagande om ett bergprisma med sidan 1 m och en skjuvhållfasthet i sprickorna på 100 kN/m^2 , blir förankringslängden 4,8 m.

3.2.5 Brottmekanism 5: Vidhäftningsbrott mellan foderrör och injekteringsbruk

Vidhäftningsbrott mellan foderrör och injekteringsbruk är liknande brottmekanismen som sker mellan injekteringsbruk och berg. I detta fall är det i vidhäftningen mellan det korrugerade foderröret och injekteringsbruket som brottet sker. Sannolikheten för att denna brottmekanism ska ske är dock väldigt låg då korrugeringen av foderröret medför att en god kraftöverförande förmåga åstadkoms. Enligt den brittiska normen för spännstag, BS8081 [16], ska spänningarna längs kontaktzonen mellan injekteringsbruk och foderrör inte överstiga 3,0 MPa. Den begränsningen anses då vara tillräcklig för att undvika brott i vidhäftningen.

3.3 FAKTORER SOM PÅVERKAR FÖRANKRINGSZONEN

3.3.1 Spännstålets och installationens inverkan på förankringszonen

Valet av spännstagssystem till en bergförankring är baserat på det spännkraftsbehov som krävs för att t.ex. uppnå tillräcklig säkerhet mot stabilitetsbrott. Brott i spännstålet är således den brottmod som är lättast att kontrollera och även har lägst sannolikhet att inträffa. Det finns dock vissa faktorer knutna till det valda spännstagssystemet och hur själva installationen utförs som påverkar bärförmågan för det installerade spännstaget. Detta inkluderar bl.a. typ av spännstag och valet av injekteringsmetod.

Försök som utförts på utdragsbärförmågan på olika typer av spännstag, d.v.s. där linor jämförts mot gängade stänger, visar att utdragsbärförmågan för gängade stänger är cirka tre gånger större än linor med samma diameter och förankringslängd [18]. Förklaring var att kraftöverföringsmekanismerna via förtagningseffekterna är betydligt större för gängade stänger.

Valet av metod som använts till injekteringen av förankringszonen kommer bidra till utdragsbärförmågan hos en förankring [19]. Utdragsförsök har utförts på bergförankringar där injekteringen utförts med enbart gravitationen som drivkraft alternativt utförts under tryck. Resultaten visade att utdragsbärförmågan var

högre i förankringarna som injekterats under tryck. Orsaken bedömdes vara att injektering under tryck ger ett bruk med högre densitet och därmed tryckhållfasthet, vilket ökar brukets vidhäftningshållfasthet. Det bör dock påpekas att ett ökat injekteringstryck även kan ge upphov till en ökning av upptrycket under den dämmande konstruktionen, vilket kan vara problematiskt för anläggningar känsliga för stora upptryck (d.v.s. just den situation som spännstaget avser att förbättra kommer att förvärras till följd av ett sådant installationsförfarande).

Ytterligare en faktor relaterad till installationen av en bergförankring som påverkar utdragsbärförmågan är diametern på borrhålet samt relationen mellan borrhålets och spännstagets diameter [20]. Generellt minskar förankringskapaciteten med en ökande diameter på borrhålet. Detta förklaras av att styvheten i förankringszonen minskar med ökande mängd injekteringsbruk.

En annan viktig del av förankringszonen är det korrugerade plaströret som utgör en del av det dubbla korrosionsskyddet. Före och även efter att det infördes i början av 1980-talet har ett stort antal utdragstester och försök undersökt beteendet hos korrosionsskyddet [21]. Den generella hypotesen är att kraftöverföringen mellan plaströr och injekteringsbruk sker genom förtagningseffekterna från korrugeringen och inte via vidhäftning i form av adhesion mellan plast och injekteringsbruk. Resultat från sådana tester har visat att utformningen av korrugeringen på plaströren medför att den mest sannolika brottmoden är vidhäftningsbrott mellan rör och injekteringsbruk längs rörets yttersida. Resultat från utdragstester på korta förankringslängder, i detta fall under en meter, visade att brott ofta sker som en kombination av brott längs med ytterytan av plaströret och utdrag av individuella linor ur injekteringsbruket. Det har även observerats att en grupp av linor har gått till brott samtidigt vilket sedan resulterar i utdrag av dessa linor. Som nämnts tidigare är sannolikheten för att ett brott initieras i korrosionsskyddet väldigt liten eftersom plaströren har utformats så att bärförmågan i korrosionsskyddet är tillräckligt jämfört med övriga brottmoder.

3.3.2 Injekteringsbrukets egenskaper

Krav på injekteringsbruk i olika normer

Vanligtvis används rena portlandcement alternativt sammansatta portlandcement motsvarande CEM I respektive CEM II³ enligt [22] till injekteringsbruk för spännstag. I Sverige motsvarar detta t.ex. de vanligt förekommande cementsorterna anläggnings- och byggcement. Enligt den europeiska normen för utförande av spännstag som förankringar [11], ställs något olika krav på injekteringsbruket beroende på var i konstruktionen det ska användas. Det injekteringsbruk vars syfte är att endast användas inuti foderröret skall vara i överensstämmelse med den europeiska normen för injekteringsbruk för spännarmering, SS-EN 447 [23]. För det injekteringsbruk som skall vara i kontakt

³ Olika beteckningar för cementtyper regleras i SS-EN 197 [21]. CEM I innebär ett rent Portlandcement, d.v.s. det består av minst 95 % cementklinker. CEM II innebär att cementet förutom cementklinker även innehåller andra beståndsdelar såsom kalkstensfiller eller flygaska. Innehållet av cementklinker ska dock minst uppgå till 65 %. Byggcement (CEM II/A-LL [21]) är ett s.k. portland-kalkstencement vilket innebär att det förutom portlandcementklinker även innehåller kalkstensfiller.

med omgivande berg ska en exponeringsklass enligt SS-EN 206 [49] definieras varefter egenskaperna för bruket ska anpassas till detta. Anpassningen innebär bl.a. val av cementtyp beroende på exponeringsmiljön, vatten/cement-tal (vct), tryckhållfasthet samt eventuella tillsatser som kan krävas. Identiska krav ställs i den brittiska normen för spännstag använda för berg- och jordförankringar [16]. I den amerikanska normen [24] rekommenderas att endast rena portlandcement (motsvarande CEM I) ska användas, oavsett var i spännstaget det används, samt att tillsatsmedel får användas vid behov (dock avråds från expanderande tillsatsmedel eftersom dessa i vertikala hål expanderar uppåt och därför kan reducera vidhäftningen i bruket). Vidare anges i [24] att ballast inte ska användas i den delen av förankringszonen som är i kontakt med berget.

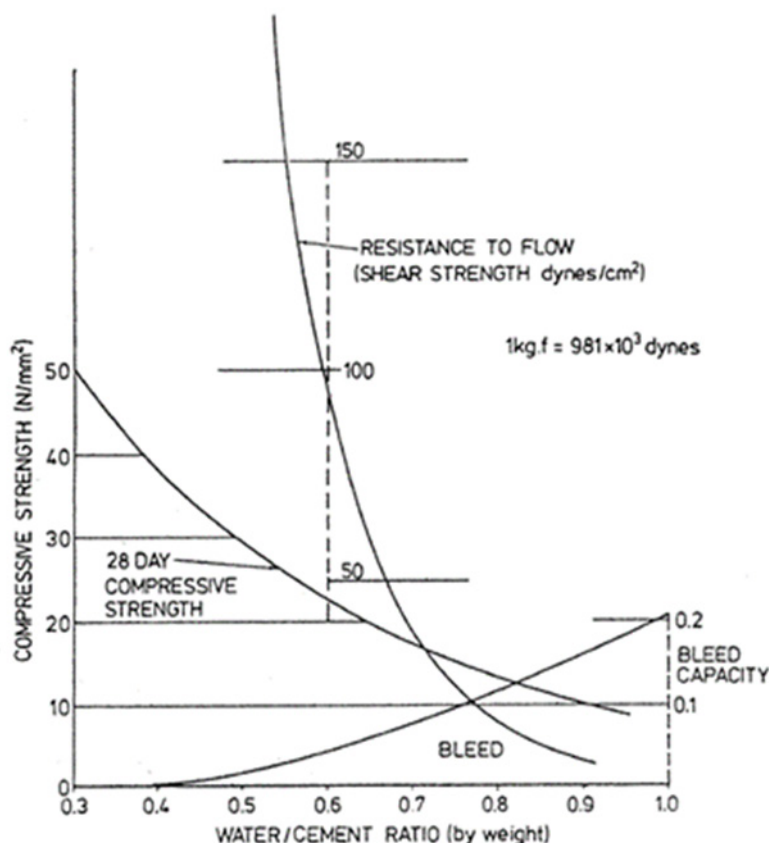
I Tabell 1 sammanfattas krav på injekteringsbruk enligt ett antal normer samt företagsspecifika krav som två svenska dammägare ställer på brukets egenskaper dels i en generell instruktion och dels i samband med enskilda upphandlingar. Som framgår så är det en relativt stor spridning i ställda krav. För t.ex. vct så finns en variation mellan 0,3 och 0,7 där normerna ställt betydligt hårdare krav än vad en av anläggningsägarna själv ställer. Denna avvikelse från normkraven tyder på att det finns en viss omedvetenhet avseende kraven i gällande normer.

Tabell 1. Krav på injekteringsbrukets egenskaper enligt olika normer och dammägare.

Norm	Tryckhållfasthet	Vattencementtal	Cementtyp	Tillsatsmedel
SS-EN 1537 [11]	Inget specifikt krav, enligt SS-EN 447 dock minst 30 MPa vid 28 dygn alt. 37 MPa vid 7 dygn.	Anpassas efter vald exponeringsklass (EN 206). Enligt EN 447 generellt vct <0,4.	Anpassas efter exponeringsklass	Tillsatsmedel generellt ok bl.a. accelererande, flyttillsats. Inerta tillsatser såsom sand är ok för att minska vattenseparation i borrhålet
Code of practice for grouted anchors, BS8081 [16]	Min 40 MPa vid 28 dygn.	0,35 - 0,6. För spännstag i berg max 0,45.	Samma som EN 1537	Samma som EN 1537
Recommendations for prestressed rock and soil anchors, PTI [6]	Min 21 MPa vid 28 dygn.	Max 0,6.	Portland cement typ I, II, III (ASTM)	Accelererande och gasbildande expanderande medel är inte tillåtna.
Norsk betongforenings publikasjon nummer 14 Spennarmeringsarbeider [17]	28 – 36 MPa vid 28 dygns ålder	Max 0,44	Portland cement, CEM I samt CEM II.	Flytmedel kan användas efter behov.
Svensk dammägare 1	Inget specifikt krav	Max 0,7, anpassas efter behov för att uppnå rätt flytegenskaper.	Portlandcement, lågalkaliskt och sulfatresistent (t.ex. anläggningscement)	Flytmedel bör användas, vid behov accelererande tillsatsmedel.
Svensk dammägare 2	Inget specifikt krav	0,3	Portlandcement, lågalkaliskt och sulfatresistent (t.ex. anläggningscement)	Generellt ok med tillsatsmedel såsom flyttillsats och expanderande

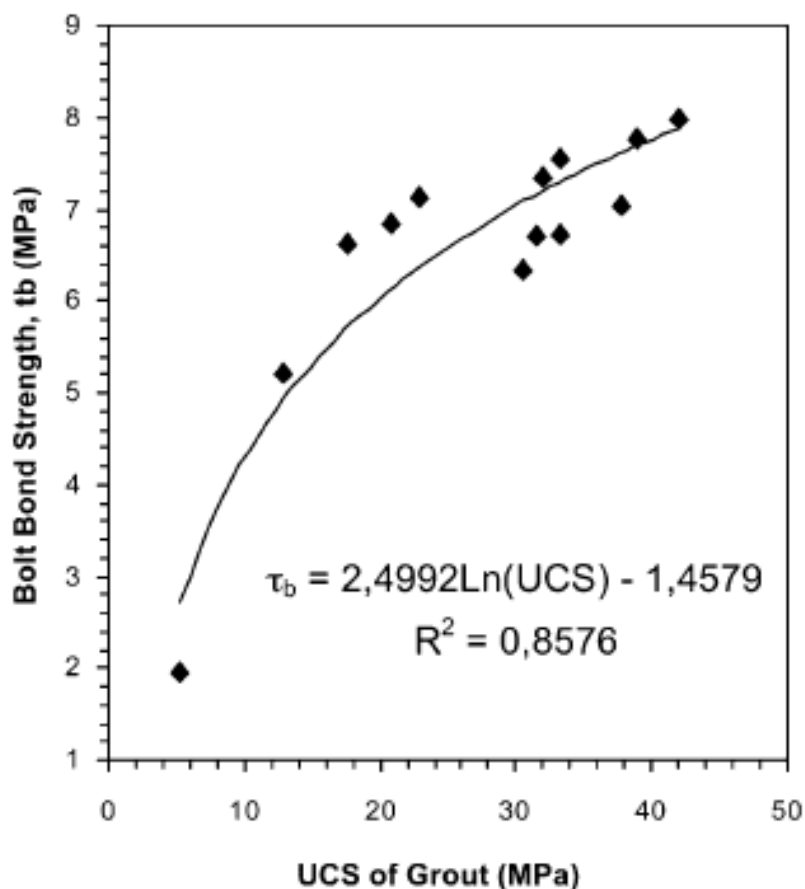
Inverkan av injekteringsbrukets egenskaper på förankringszonen

Vct är den parameter som har störst inverkan på injekteringsbrukets egenskaper då det direkt styr hållfastheten, brukets stabilitet avseende vattenseparation samt tätheten och därmed korrosionsskyddet [26], [27]. Förhållandet mellan vct och tryckhållfasthet, stabilitet avseende vattenseparation samt flödesegenskaper i färskt tillstånd redovisas i Figur 3.3.



Figur 3.3. Inverkan av vct på olika egenskaper för injekteringsbruk [14].

Vct mellan 0,4 och 0,45 rekommenderas i [26] för att erhålla ett pumpningsbart bruk med låg vattenseparation. En undersökning på internationell nivå över utformningen av injekteringsbruk visade att för majoriteten av de bergsförankringar som installerats valdes ett vct mellan 0,4–0,45 på injekteringsbruket. Vidare så visar flera studier som utförts på injekteringsbruk generellt att förankringsbärförmågan ökar med lägre värden på vct hos bruket [27]. Försök som utförts på slaka bergbultar visade att vidhäftningshållfastheten hos injekteringsbruket ökade logaritmiskt med ökande tryckhållfasthet, se Figur 3.4 [28]. Ökningen av tryckhållfastheten styrdes främst genom att minska vct på bruket. Även en längre härdningstid före belastning ledde till en ökning av tryckhållfastheten och därmed en ökning av vidhäftningshållfastheten hos bruket. Styvheten i form av elasticitetsmodulen på injekteringsbruket har även visat sig påverka vidhäftningshållfastheten [28]. Elasticitetsmodulen styrs även den främst av injekteringsbrukets vct.



Figur 3.4. Samband mellan injekteringsbrukets tryckhållfasthet och vidhäftningshållfastheten [28].

Andra faktorer som påverkar vidhäftningshållfastheten hos injekteringsbruket är användandet av tillsatsmedel och, i de fall det använts, även ballasten och då främst i form av sand. I [28] utfördes utdragsförsök på bergbultar med bl.a. bruk innehållande 10 % sand samt 5 % respektive 10 % flygaska. Resultaten visade att vidhäftningshållfastheten mellan bult och bruk reducerades för samtliga injekteringsbruk innehållandes tillsatsmedel/ballast jämfört med rena cementbruk. Motsatta resultat erhöles från utdragsförsök i [18] där tillsatser med silika, aluminiumbaserat expanderande tillsatsmedel samt sand, ökade vidhäftningshållfastheten för bruket jämfört med rent cementbruk.

Expanderande tillsatsmedel i form av CSA (kalciumsulfat aluminat) visade sig ha en positiv effekt på utdragsbärförmågan på gängade stänger i utdragsförsök utförda i [29]. Dosen av expanderande tillsatsmedel som användes var tre till sex gånger högre än den som normalt brukar användas. Resultaten visade dock på en fördubbling av utdragsbärförmågan för bruket med tillsatsmedel jämfört med rena cementbruk. Liknande resultat erhöles från utdragsförsök i [30] där utdragsbärförmågan fördubblades för gängade spännstag när expanderande cement med CSA använts. Resultaten från testerna av olika tillsatsmedel/ballast visar att kraven som ställs i olika normer och rekommendationer vilka sammanställts i Tabell 1 är konservativa vad gäller användandet av tillsatsmedel

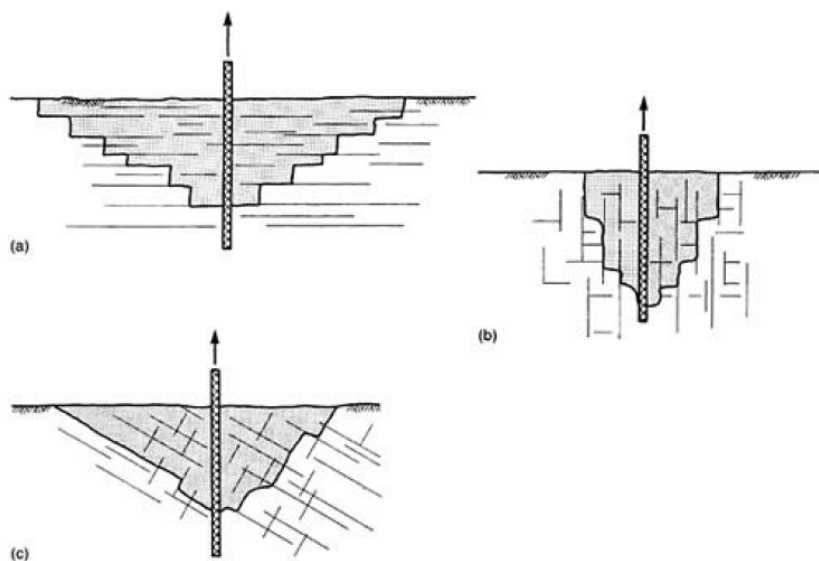
och ballast. Ett exempel på detta är rekommendationerna i den amerikanska normen [24] som avråder från användandet av expanderande tillsatsmedel p.g.a. det skulle ha en negativ effekt på förankringskapaciteten. Resultaten från utförda försök visar på rakt motsatta effekten.

3.3.3 Undergrundens egenskaper

Inverkan av bergets egenskaper på brottmoden brott i bergmassan

Bergets egenskaper, främst dess densitet (tyngd), hållfasthet samt sprickförhållandena i berget, påverkar bärförmågan för förankringszonen genom bildandet av brottkonen, se avsnitt 3.2.1. I nuvarande dimensioneringspraxis där enbart vikten på en bergkon med en vinkel på vanligtvis 60° antas stå för bergets bärförmåga kommer endast bergets densitet att påverka bärförmågan. Bergets draghållfasthet ses då endast som en extra säkerhetsfaktor som inte utnyttjas.

Sprickförhållandena i berget är ytterligare en parameter som generellt inte tas i beaktande vid dimensioneringen. De kommer dock indirekt påverka bärförmågan genom att sprickornas orientering kan påverka hur brottkonen bildas, se Figur 3.5. Helt horisontella sprickplan kommer vara mest gynnsamma för bildandet av den antagna brottkonen medan mer vertikala sprickplan kan medföra en mindre bergkon än vad som antagits. I [43] utfördes utdragstester på ingjutna bergbultar i en granitisk bergart av god kvalitet, försöken styrdes så att brottet uppkom i bergmassan. Resultaten för samtliga bergbultar visade att brottkonens geometri styrdes av den naturliga sprickbildningen i bergmassan då konen följde dessa. Sprickförhållandens inverkan (och bergets kvalitet i övrigt) kan vid dimensioneringen hanteras genom att vinkeln på bergkonen antas till 60° för berg med låg kvalitet och upptill 90° för berg av god kvalitet [13], [27]. I vissa fall har t.o.m. vinklar på uppemot 120° använts för berg av väldigt god kvalitet [26].



Figur 3.5. Påverkan av sprickplan i bergmassan på formen på brottmassan [26].

Enligt [19] sker brottet i bergmassan främst för spännstag med korta förankringslängder som installerats nära markytan och att det sällan sker brott i berget vid förankringslängder överstigande 4,5 m. Utdragsförsök som utfördes i [31] visade att det är vid så grunda förankringsdjup som 1 till 1,5 m som brott i bergmassan är den styrande brottmoden. Vid längre förankringslängder är det andra brottmoder som är styrande. Detta har även observerats i [32] där utdragstester utförts på relativt korta, förankringslängder mellan 0.75 till 3 m, helt ingjutna spännstag installerade i berg av relativt dålig kvalitet. Resultaten från testerna visade att brottet sker som en kombination av två brottmoder. I den övre delen av staget sker brottet i bergmassan genom att en kon bildas medan det längre ner sker ett brott i kontakten mellan berg och injekteringsbruk, se Figur 3.6.

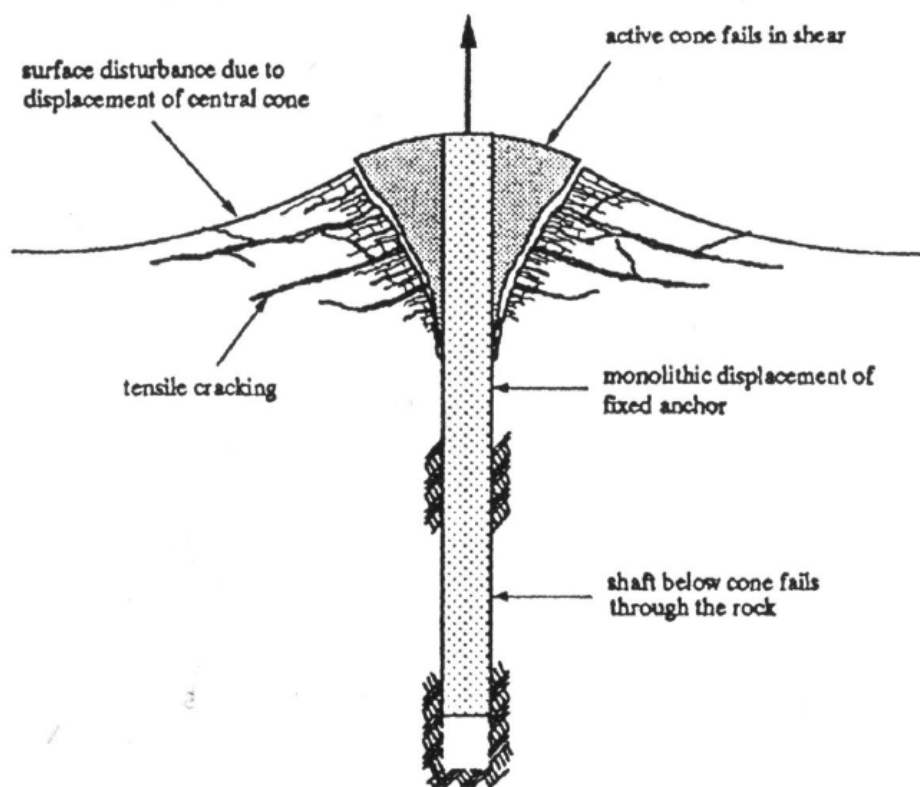
I [36] utfördes utdragsförsök på gängade spännstag av stångtyp med en brotthållfasthet motsvarande 1050 kN som installerats i berg av god kvalitet. Resultaten visade att spännstagen gick till brott i stålet alternativt i kontaktzonen mellan stål och injekteringsbruk vid förankringslängder överstigande 650 mm. I [14] redovisades exempel i litteraturen där den sammantagna spridningen på använda förankringslängder från olika tillämpningar fram till och med 1972 varierade mellan tre och tio meter. Vidare visar även andra försök som utförts på bärförmågan på bergförankringar att utdragskraften motsvarar mellan 7 till 65 gånger den utdragna bergkonens tyngd [14], [26], vilket indikerar att det inte enbart är brottkonens tyngd som utgör bärförmågan för berget.

Bildandet av bergkonen påverkas inte enbart av rådande sprickförhållanden, se Figur 3.5. Bergets drag- alternativt skjuvhållfasthet måste även övervinnas längs med bergkonens ytterkanter för att bergkonen ska kunna släppa från berget. Bergets hållfasthet kommer därför i praktiken att bidra till spännstagets bärförmåga. Ett antal förslag på dimensioneringsmetoder där bergets hållfasthet tas i beaktande har tagits fram [14], [45], genom bidrag från draghållfasthet (skjuvhållfasthet) eller kohesionen. Inverkan av bergets draghållfasthet i beräkningen av den dimensionerande bärförmågan kan illustreras utifrån exemplet givet i avsnitt 3.2.1 där antagandet om en vinkel på brottkonen på 60° gav en förankringslängd på 7,1 m. Med ett antagande om en draghållfasthet på berget på 3,0 MPa så erhålls en förankringslängd på endast 670 mm beräknad enligt uttryck i [45]. Detta innebär en reducering av den dimensionerande förankringslängden med 90 %.

Problemet med att inkludera bergets hållfasthet i dimensioneringen är att det är svårt att bestämma tillförlitliga värden på hållfastheten för berget. Beräkningen i exemplet ovan förutsätter ett defektfritt berg utan några sprickor som kan ha en negativ inverkan på bergets bärförmåga. Draghållfastheten hos en specifik bergmassa kan uppskattas utifrån dess uppmätta tryckhållfasthet i kombination med dess bedömda kvalitet utifrån t.ex. Q eller RMR⁴-systemen [33]. På detta sätt

⁴ Både Q- och RMR-systemen är två metoder för att bedöma kvaliteten på en bergmassa. Q-systemet (Quality) ger ett Q-värde som anger stabiliteten för en öppning i den aktuella bergmassan. Q-värdet baseras främst på sprickförhållandena i berget och ett högt värde innebär en god stabilitet. RMR-systemet (Rock Mass Rating) klassificerar bergmassan utifrån sex parametrar, bl.a. tryckhållfasthet, grundvatten- och sprickförhållanden. Genom att summera klassningspoängen för varje parameter erhålls en total klassning av bergmassan på en skala mellan 0-100, där 100 innebär berg av väldigt god kvalitet.

kan även inverkan av bl.a. sprickförhållanden i det specifika fallet tas hänsyn till vid uppskattning av draghållfastheten. Ett alternativ som kan användas i praktiken för att bestämma bergmassans hållfasthet är att utföra utdragstester på ett antal provförankringar på den avsedda site. Utifrån resultaten från dessa tester kan sedan en draghållfasthet längs en antagen bergkon beräknas och sedan användas vid dimensioneringen av de permanenta spännstagen [27]. Dimensionering genom provbelastning anges som ett alternativ till beräkningar i den europeiska normen för geokonstruktioner Eurocode 7 [12]. Då används provbelastningen som en uppskattning av bergförankringen på den specifika platsen och avser då den totala bärförmågan, d.v.s. inkluderar samtliga brottmoder och inte bara brott i bergmassan. I detta fallet utförs inga specifika dimensioneringsberäkningar för att bestämma förankringarnas bärförmåga.



Figur 3.6. Brott vid utdragstester på spännstag med en förankringslängd som understiger 3 m [32].

Vinkeln på det installerade spännstaget kan sannolikt ha en viss inverkan på stagets bärförmåga. Utdragstester på vertikala spännstag samt med spännstag med en vinkel på 30° visade att utdragsbärförmågan för de lutande stagen var cirka 75 % av de vertikalas kapacitet [31]. Förklaringen till detta var att sprickförhållandena i berget har en större påverkan än en eventuell positiv effekt av själva lutningen.

Samtliga av de utdragstester som har gåtts igenom, där syftet har varit att uppnå brott i bergmassan, har utförts på korta helt ingjutna stänger eller kablar placerade nära markytan. Förfarandet är nödvändigt för att erhålla brott i bergmassan och därmed undvika övriga brottmoder. Resultaten från sådana försök är därmed inte

fullt ut representativa för spännstag för dammkonstruktioner som förankras på betydligt större djup och dessutom inte är helt injekterade. Som anförts tidigare är det för sådana spännstag sannolikt andra brottmoder som kommer bli avgörande för bärförmågan. Under förutsättning att brott sker i bergmassan så visar dock majoriteten av publicerade resultat från utdragstester att bärförmågan kan uppskattas med en brottkon med en vinkel på 90° i förhållande till spännstagets riktning [13], [31]. Denna vinkel är således rimligt att ansätta vid dimensionering utifrån brottmoden brott i bergmassan.

Resultaten ovan visar att nuvarande praxis, som härrör från 50-talet [13], där hänsyn endast tas till bergkonens egentyngd medför stor konservatism, vilket medför krav på onödigt långa förankringslängder.

Inverkan av bergets egenskaper på brottmoden injekteringsbruk/berg och injekteringsbruk/stål

Bergets egenskaper i form av draghållfastheten, påverkar även brottmoden då brottet sker i kontaktytan mellan berg och injekteringsbruk. Vidhäftningshållfastheten för denna brottmod styrs främst av aktuell bergart och dess hållfasthet. Värden för vidhäftningshållfastheter finns tabulerade i ett antal publikationer, t.ex. i [14], se Figur 3.7. Vidhäftningshållfastheterna i Figur 3.7 varierar med kvaliteten på berget, ju bättre kvalitet desto högre vidhäftningshållfasthet har antagits. För berg av väldigt god kvalitet har värden uppemot 6 MPa ansatts i beräkningarna.

Ytterligare en faktor som påverkar bärförmågan i berget är spänningsförhållandena i berget vid installationen av spännstaget. Förekomst av horisontella bergspänningar har en positiv inverkan på bärförmågan. I [34] utfördes utdragsförsök på spännarmeringslinor ingjutna i provkroppar av berg utsatta för olika omslutande spänningar mellan 3 MPa upptill 20 MPa. Resultaten visade att bärförmågan hos linorna ökade med omslutande spänning⁵. I [35] utfördes utdragstester på spännlinor ingjutna i cementpasta där provkropparna omslöt av rör av olika material. De omslutande rören skulle simulera den mothållande effekten som berget har på injekteringsbruket vid utdragning av ett spännstag. Resultaten visade att utdragsbärförmågan ökade med styvheten på det omslutande röret, vilket indikerar att styvheten på det omgivande berget kommer ha en påverkan på ett spännstags förankringskapacitet.

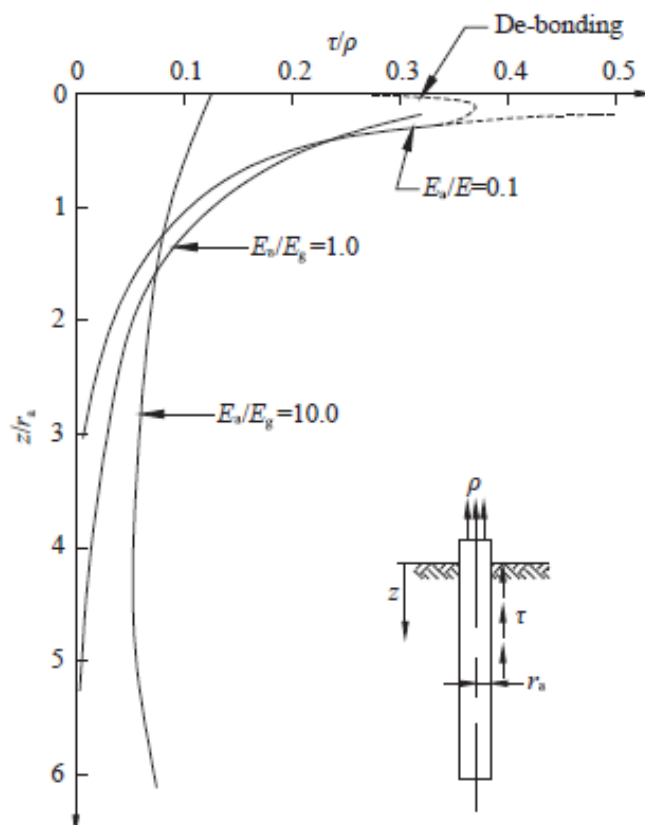
⁵ Nära markytan så är i regel bergspänningar låga.

<i>Rock type</i>	<i>Working bond (N/mm²)</i>	<i>Ultimate bond (N/mm²)</i>	<i>Factor of safety</i>	<i>Source</i>
<i>Igneous</i>				
Medium hard basalt		5.73	3-4	India—Rao (1964)
Weathered granite		1.50-2.50		Japan—Suzuki et al (1972)
Basalt	1.21-1.38	3.86	2.8-3.2	Britain—Wycliffe-Jones (1974)
Granite	1.38-1.55	4.83	3.1-3.5	Britain—Wycliffe-Jones (1974)
Serpentine	0.45-0.59	1.55	2.6-3.5	Britain—Wycliffe-Jones (1974)
Granite & basalt		1.72-3.10	1.5-2.5	USA—PCI (1974)
<i>Metamorphic</i>				
Manhattan schist	0.70	2.80	4.0	USA—White (1973)
Slate & hard shale		0.83-1.38	1.5-2.5	USA—PCI (1974)
<i>Calcareous sediments</i>				
Limestone	1.00	2.83	2.8	Switzerland—Losinger (1966)
Chalk—Grades I-III	0.01N (N=SPT in blows/0.3m)	0.22-1.07	1.5-2.0 (Temporary) 3.0-4.0 (Permanent)	Britain—Littlejohn (1970)
Tertiary limestone	0.83-0.97	2.76	2.9-3.3	Britain—Wycliffe-Jones (1974)
Chalk limestone	0.86-1.00	2.76	2.8-3.2	Britain—Wycliffe-Jones (1974)
Soft limestone		1.03-1.52	1.5-2.5	USA—PCI (1974)
Dolomitic limestone		1.38-2.07	1.5-2.5	USA—PCI (1974)
<i>Arenaceous sediments</i>				
Hard coarse-grained sandstone	2.45		1.75	Canada—Coates (1970)
Weathered sandstone		0.69-0.85	3.0	New Zealand—Irwin (1971)
Well-cemented mudstones		0.69	2.0-2.5	New Zealand—Irwin (1971)
Bunter sandstone	0.40		3.0	Britain—Littlejohn (1973)
Bunter sandstone (UCS > 2.0N/mm ²)	0.60		3.0	Britain—Littlejohn (1973)
Hard fine sandstone	0.69-0.83	2.24	2.7-3.3	Britain—Wycliffe-Jones (1974)
Sandstone		0.83-1.73	1.5-2.5	USA—PCI (1974)
<i>Argillaceous sediments</i>				
Keuper marl		0.17-0.25 (0.45 C _u)	3.0	Britain—Littlejohn (1970) C _u = undrained cohesion
Weak shale		0.35		Canada—Golder Brawner (1973)
Soft sandstone & shale	0.10-0.14	0.37	2.7-3.7	Britain—Wycliffe-Jones (1974)
Soft shale		0.21-0.83	1.5-2.5	USA—PCI (1974)
<i>General</i>				
Competent rock (where UCS > 20N/mm ²)	Uniaxial compressive strength—30 (up to a maximum value of 1.4N/mm ²)	Uniaxial compressive strength—10 (up to a maximum value of 4.2N/mm ²)	3	Britain—Littlejohn (1972)
Weak rock	0.35-0.70			Australia—Koch (1972)
Medium rock	0.70-1.05			
Strong rock	1.05-1.40			
Wide variety of igneous and metamorphic rocks	1.05		2	Australia—Standard CA35 (1973)
Wide variety of rocks	0.98			France—Fargeot (1972)
	0.50			Switzerland—Walther (1959)
	0.70			Switzerland—Comte (1965)
		1.20-2.50		Switzerland—Comte (1971)
	0.70		2-2.5 (Temporary) 3 (Permanent)	Italy—Mascardi (1973)
	0.69	2.76	4	Canada—Golder Brawner (1973)
	1.4	4.2	3	USA—White (1973)
		15-20 per cent of grout crushing strength	3	Australia—Longworth (1971)
Concrete		1.38-2.76	1.5-2.5	USA—PCI (1974)

Figur 3.7. Exempel på vidhäftningshållfastheter mellan berg och injekteringsbruk som rekommenderats för dimensionering, från [14].

Inverkan av bergets egenskaper på spänningsförhållandena i förankringszonen

Vid beräkning av bärförmågan i förankringszonen med avseende på brottmoderna injekteringsbruk/berg samt injekteringsbruk/spännstål ansätts en jämn spänningsfördelning längs hela förankringslängden. I verkligheten kommer spänningsfördelningen längs förankringslängden vara en funktion av styvhetsförhållandena mellan förankringen och berget, se Figur 3.8 [13].



Figur 3.8. Spänningsfördelning längs förankringszonen som funktion av styvhetsförhållandet mellan spännstål och berg [13]. E_s = elasticitetsmodulen för spännstålet och E_g = elasticitetsmodulen för bergmassan.

Förankringens styvhet styrs främst av styvheten på injekteringsbruket, vilket i praktiken är en kombination av styvheten i både spännstål och injekteringsbruk. Generellt kommer spänningen vara störst i den övre delen av förankringszonen och beroende på förankringslängdens längd sedan minska till noll eller nära noll vid den nedre änden. Som framgår av Figur 3.8 kommer dock styvhetsförhållandet mellan förankring och berg ha stor påverkan på spänningsfördelningen. För berg med lägre eller lika stor styvhet som injekteringsbruket kommer en betydligt mindre del av förankringszonen bidra till att förankra spännkraften, resten av förankringszonen kommer vara obelastad. För berg med betydligt lägre styvhet än injekteringsbruket kommer spänningsfördelningen vara mer lik den fördelning som antas gälla vid dimensioneringen. Majoriteten av de spännstag som används för vattenkraftsanläggningar installeras sannolikt i berg av relativt god kvalitet, d.v.s. med styvhetsförhållanden mellan 0,1 och 1,0. Spänningsfördelningen längs förankringszonen avviker då i praktiken från vad som antagits vid

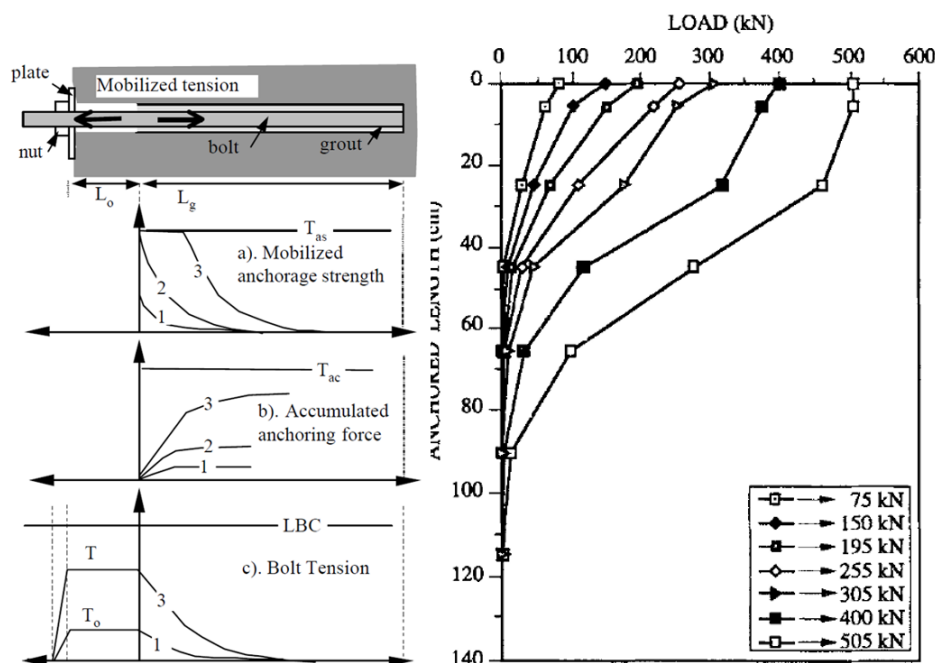
dimensioneringen, d.v.s. endast en liten del av förankringszonen kommer då att överföra kraften till berget (förankringszonens övriga del utgör extra säkerhetsmarginal). Enligt [37] leder nuvarande dimensioneringsmetod till onödigt långa förankringslängder, vilka skulle kunna reduceras med hänsyn tagen till rådande faktiska förhållandena.

Enligt den amerikanske normen för berg- och jordförankringar [24] uppgår förankringslängden i berg vanligen till maximalt tio meter. Vid längre förankringslängder blir förankringen mindre effektiv och det rekommenderas att ytterligare åtgärder måste vidtas för att säkerställa att spännkraften fördelas längs hela förankringszonen. Förslag eller exempel på åtgärder ges dock inte.

En schematisk figur över spänningsfördelningen i en bergbult ingjuten i berg i vilken spänningen ökas i tre steg visas i Figur 3.9 [38]. I den övre figuren (a) visas hur mycket av förankringens bärförmåga som aktiveras längs förankringszonens längd i de tre belastningsstegen upp till uppspänningskraften. Vid full uppspanning kommer förankringsbärförmågan vara fullt aktiverad längs den övre delen av förankringslängden för att sedan avta ner mot noll i den nedersta änden. I figur (b) visas hur den ackumulerade förankringskraften varierar längs med förankringszonen, det är denna kraft som är i jämvikt med uppspänningskraften i spännstaget. Spänningen i spännstaget (c) kommer sjunka från uppspänningskraften vid ovankanten av förankringszonen till noll längre in som en funktion av den överförda spänningen från spännstål till injekteringsbruk och berg.

I [39] utfördes laboratorieförsök på ingjutna spännstag med en förankringslängd på 1400 mm. Spännstagen som var försedda med töjningsgivare längs förankringszonen spändes upp i steg till en nivå som motsvarade cirka 50 % av brottkraften. Spännkraftsfördelningen från försöken visas i Figur 3.9. Som framgår av resultaten så överförs och förankras hela spännkraften i princip inom de första 1000 mm av förankringszonen. Övriga 400 mm är i princip obelastade. Liknande resultat har bl.a. erhållits i mätningar i [40].

Förekomsten av defekter i förankringszonen, såsom en spricka i berget eller ett hålrum i injekteringsbruket, kommer att påverka spänningsfördelningen. Spänningsfördelningen avviker då från den i Figur 3.9 genom att en större del av förankringszonen bidrar till bärförmågan.



Figur 3.9. Vänstra bilden visar en schematisk bild över spänningsfördelningen i en bergsförankring [38]. (a) visar fördelningen av den mobiliserade förankringsbärförmågan längs förankringszonen. (b) visar den ackumulerade förankringskraften, vilken är lika med uppspänningskraften i spännstaget. (c) visar hur spänningen i spännstålet varierar längs förankringszonen. Högra bilden visar uppmätt kraftfördelning längs förankringszonen i ett spännstag vid ökande spännkraft [39].

3.3.4 Krypning i förankringszonen

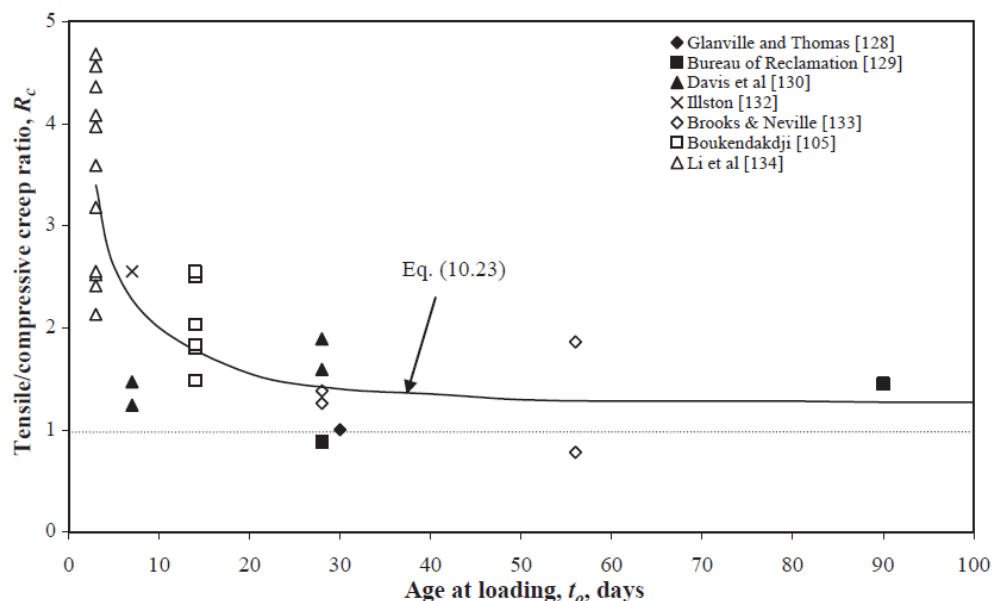
En faktor som kan inverka på spännstaget är krypning i injekteringsbruket. Krypning, dvs. en tidsberoende töjningsökning under konstant belastning, kommer tillsammans med relaxation av spännstålet ha störst påverkan på spännkraftsförlusterna. Krympning av injekteringsbruk p.g.a. uttorkning sker i princip inte då injekteringsbruket är helt förseglat i förankringszonen. En med tiden ökande töjning i förankringszonen innebär en förlängning över tid vilket medför en förlust av spännkraft i spännstaget då den nedre änden närmar sig den övre.

Förutom att bidra till spännkraftsförluster har krypning i injekteringsbruket även den effekten att spänningarna längs med förankringszonen jämnas ut med tiden. I [39] utfördes mätningar både i laboratorium och i fält på spännstag som instrumenterats med töjningsgivare i flera positioner längs med förankringslängden. Mätningarna varade i 80 respektive 18 veckor. Resultaten visade att det sker en omfördelning av kraften i förankringslängden med tiden. Kraften minskade något i den övre delen av förankringszonen samtidigt som den ökade längre ner. I laboratorieförsöken stabiliserades kraften efter en period av cirka 25 veckor, därefter skedde ingen ytterligare omfördelning av spännkraft. För spännstagen i fält var omfördelningen av spännkraft endast begränsad till de översta 2,5 m av den 6 m långa förankringszonen, d.v.s. någon kraft överfördes inte till stagets nedre två tredjedelar.

Eftersom betongkonstruktioner sällan dimensioneras för att klara belastningar av dragspänningar finns väldigt lite forskning utförd på krypning under dragbelastning jämfört med den forskning som utförts på krypning under tryckspänning. Generellt brukar det vid dimensionering antas att krypdeformationer p.g.a. dragspänningar ungefär motsvarar krypningen under tryckbelastning vid samma spänningsnivåer [41]. I och med detta antagande kan ekvationerna för att uppskatta krypning orsakad av tryckspänningar även användas för fall med dragspänningar. Majoriteten av de studier som utförts på krypning av dragspänningar visar dock att krypningen i drag generellt är större än vid tryckspänningar under liknande spänningsnivåer, se Figur 3.10 [42]. De yttre och inre faktorer som påverkar krypningens storlek är desamma oavsett om det är krypning under tryck eller dragspänning som är aktuellt, dock kan omfattningen av påverkan skilja mellan de olika belastningsfallen. De faktorer som är relevanta för injekteringsbruk till spännstag är följande:

1. Spänningsnivån, d.v.s. spänning i förhållande till draghållfastheten. Krypning i drag är proportionerlig mot spänningen för spänningsnivåer uppemot cirka 60–70 % av draghållfastheten. Vid högre spänningsnivåer ökar krypningen betydligt snabbare vid en liten ökning i spänning och efter tillräckligt lång tid kommer betongen sannolikt gå till krypbrott. Laboratorieförsök har visat att vid spänningsnivåer under cirka 60 % av draghållfastheten så är risken för krypbrott i princip obefintlig.
2. Injekteringsbrukets ålder vid belastningen hänger ihop med spänningsnivån då hållfastheten ökar med injekteringsbrukets ålder. Därmed blir även spänningsnivån (relativt draghållfastheten) lägre vilket även leder till att krypningen blir lägre ju äldre bruket är vid belastningen.
3. Vattencementtalet, vct. Krypningen ökar med ett ökande vct, t.ex. har försök visat att krypningen mer än fördubblas för en betong med vct 0,6 jämfört med vct 0,45 [42].
4. Vilken typ av cement som använts kommer att påverka omfattningen på krypningen. Användandet av långsamt härdande cement leder till högre krypning jämfört med normal eller snabbhärdande cement. Det är främst betongens hållfasthet vid belastning som är avgörande och långsamt härdande cement kommer ha en lägre draghållfasthet vid belastning vid samma ålder som snabbare härdande cement.

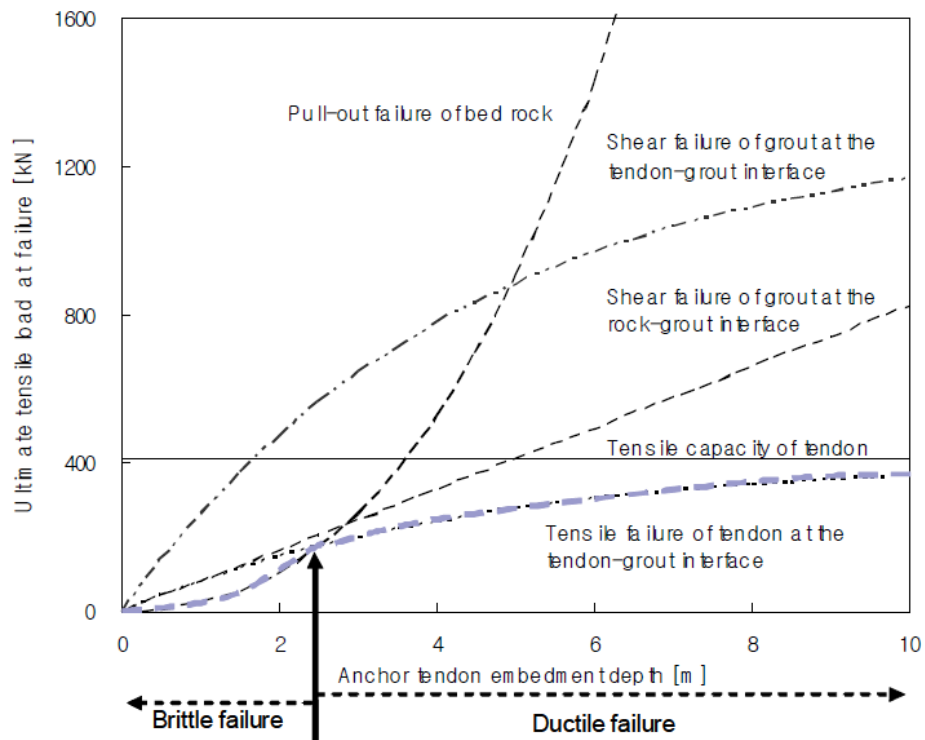
Det bör påpekas att majoriteten av alla studier på krypning utförts på betong, d.v.s. som till skillnad från injekteringsbruk innehåller ballast. Eftersom ballasten inte kryper under de spänningsförhållanden som råder i en betongkonstruktion har den en dämpande effekt på krypningens storlek. Ballasthalten i en betong har därför en stor påverkan på krypning. Krypningen kommer således vara större i ett injekteringsbruk jämfört med en betong med i övrigt har samma egenskaper (t.ex. vct, spänningsförhållanden och typ av cement). En studie visade att krypning i drag för ren cementpasta var fem gånger större än krypningen i tryck [42].



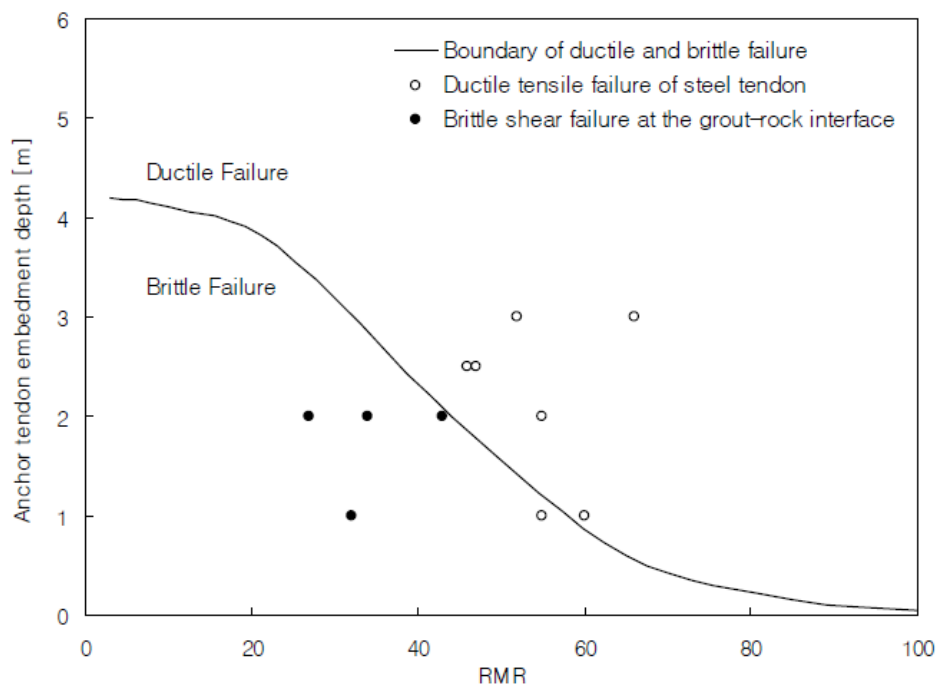
Figur 3.10. Förhållande mellan krypning under tryck- respektive dragspänning som funktion av betongens ålder vid belastning [41] uttryckt som kryptal, d.v.s. förhållandet mellan elastisk töjning och kryptöjning [41].

3.4 DIMENSIONERING AV FÖRANKRINGSZONEN

I [45] presenteras ett förslag på en metod som medför att den dimensionerande brottmoden alltid ger ett duktilt brott, vilket innebär brott i spännstålet i kontaktzonen mellan spännstål och injekteringsbruk. Bärförmågan för denna brottmod erhålls genom att beräkna spänningsfördelningen längs med spännstaget utifrån styvhetsförhållandet mellan spännstål och injekteringsbruk. Bärförmågan för övriga brottmoder måste även bestämmas för att sedan anpassa förankringszonen så att bärförmågan för dessa överstiger brottet på spännstålet. I studien utfördes även utdragsförsök på elva bergförankringar. Genom beräkningar kvantifierades de olika brottmoderna genom att bestämma förankringslängder med duktila brott. Det är angeläget att förhindra att brott sker i bergmassan eftersom sådana är spröda, d.v.s. sker utan förvarning. I det här fallet så bedömdes bergets draghållfasthet utifrån RMR-systemet. I Figur 3.11 visas den beräknade bärförmågan som en funktion av förankringslängden för utdragsförsöken samt övergången mellan sprött och duktilt brott för spännstaget. Som framgår är det brott i bergmassan som är dimensionerande vid förankringslängder kortare än cirka 2,5 m, därefter är spännstålet dimensionerande. Övergången mellan sprött brott i bergmassan samt duktilt brott i spännstålet beräknades sedan utifrån förutsättningarna i utdragsförsöken. I Figur 3.12 visas detta som en funktion av bergets kvalitet och förankringslängden. Ju bättre kvalitet på bergmassan desto kortare förankringslängd krävdes för att erhålla ett duktilt brott i spännstålet.



Figur 3.11. Bärförmågan som funktion av förankringslängden beräknat från försök i [45], där även den kritiska förankringslängden för övergång mellan sprött och duktilt brott visas. Den ljusblå linjen visar den dimensionerande bärförmågan.



Figur 3.12. Övergången mellan sprött brott i bergmassan och duktilt brott i spännstålet som funktion av förankringslängden och kvaliteten på berget klassat utifrån RMR-systemet [45].

3.5 SAMMANFATTNING

Resultaten av litteraturgenomgången belyser ett antal begränsande faktorer i nuvarande praxis för att dimensionera spännstag till bergförankringar. Dessa faktorer riskerar att introducera omotiverat stor konservatism i dimensioneringen, vilket medför överdimensionerade förankringslängder. De faktorer som bedöms ha störst inverkan på konservatismen i nuvarande praxis är:

1. Antagandet att bergets bärförmåga begränsas till vikten av den bergkon som släpper från underliggande bergmassa. Bergets draghållfasthet längs den antagna bergkonens begränsningsytor, vilken måste övervinnas för att konen ska släppa från berget, försummas.
2. Antagandet att spänningsfördelningen mellan spännstål/injekteringsbruk samt injekteringsbruk/berg är jämnt fördelad längs med hela förankringslängden. Antagandet är giltigt för installationer i berg av relativt dålig kvalitet (låg styvhet). För damminstallationer under svenska förhållanden så överväger bergkvaliteter med styvhet som är lika stor eller större än förankringens styvhet. Detta medför en spännsinfördelning där endast den översta delen i förankringszonen står för bärförmågan (med övriga delar passiva).

I Tabell 2 ges en sammanställning över dimensionerande förankringslängder för olika brottmoder för det beräkningsexempel som använts i föreliggande kapitel. Beräkningarna har avsett ett spännstag med en spännkraft på 2000 kN bestående av en 6-12 lina, d.v.s. 12 sjutrådiga linor med en diameter på 15,7 mm. Foderrörets diameter har antagits vara 100 mm. Vidhäftningshållfasthet mellan bruk/spännstål samt bruk/berg har antagits vara 3,0 MPa. Bergets draghållfasthet har antagits vara 3,0 MPa och bergets tyngd (under grundvattenytan) 16 kN/m³. Resultatet visar att det är just brott i berg eller i kontaktzonen berg/bruk som är dimensionerande beroende på om bergets draghållfasthet krediteras i beräkningen.

Tabell 2. Förankringslängder för olika brottmoder för ett teoretiskt exempel med ett linbaserat spännstag av dimension 6-12. Spännkraften är 2000 kN, med antagen vidhäftningshållfasthet och draghållfasthet på berget på 3,0 MPa.

Brottmod	Förankringslängd / m
Brott i kontaktzonen mellan spännstål och injekteringsbruk	1,3
Brott i kontaktzonen mellan berg och injekteringsbruk	3,2
Brott i berg, konvinkel 60°	7,1
Brott i berg, konvinkel 90°	4,9
Brott i berg, draghållfasthet samt konvinkel 60°	0,67
Brott i berg, draghållfasthet samt konvinkel 90°	0,46
Brott i berg, draghållfasthet samt prisma med sidolängd 1 m	4,8

Det generella kravet i gällande byggnorm [46] är att, så långt som möjligt, undvika bärande system som kan kollapsa utan föregående varning. Det vill säga att konstruktioner ska dimensioneras så att ett segt brottförlopp erhålls i brottgränstillståndet. För spännstag som används till bergförankringar är det, med nuvarande beräkningsmetoder, i princip brott i bergmassan som blir den avgörande brottmoden. Brott i bergmassan har ett sprött brottförlopp som sker utan någon förvarning. Detta bör beaktas vid dimensionering så att denna

brottnod inte blir avgörande för spännstagets bärförmåga. Vidare bör mer avancerade beräkningsmetoder användas vid dimensionering mot brott i bergmassan där fler faktorer än enbart bergets egentyngd bör inkluderas.

Spännstag i vattenkraftsanläggningar installeras ofta med en viss lutning, d.v.s. de är inte helt vertikala. Resultaten från litteraturstudien indikerar att vinkeln på ett spännstag kan inverka negativt på bärförmågan p.g.a. att sprickförhållandena i berget då får en större påverkan på bärförmågan. Det finns dock väldigt begränsade resultat från försök utförda på lutande spännstag, vilket medför att det är svårt att dra några säkra slutsatser kring vinkelns inverkan på ett spännstags bärförmåga.

4 Anläggningsägares kravställning

4.1 INTRODUKTION TILL REKOMMENDATIONER

I detta kapitel lämnas rekommendationer på kravställning för spännstagsinstallationer. Rekommendationerna baseras på resultat från föreliggande rapport, resultat från två tidigare delrapporter [2], [3] samt författarnas egna erfarenheter. Det ska påpekas att rekommendationerna ska ses som komplement till gällande normer, t.ex. SS-EN 1537 [11] och Eurocode 2 [7] och 7 [12], och att en fullständig dimensionering och utförande baseras på både gällande normer och de rekommendationer som presenteras nedan. Rekommendationerna omfattar

1. Spännstagsdimensionering (avsnitt 4.2)
2. Installationsutförande (avsnitt 4.3),
3. Spännkraftsmätning (avsnitt 4.4) och
4. Arbetsmiljöaspekter (avsnitt 4.5).

Rekommendationerna i föreliggande kapitel ingår som en del i anläggningsägarens egenkontroll av verksamheten vid anläggningen enligt Miljöbalken, SFS:1998:808, samt Förordningen för verksamhetsutövares egenkontroll, SFS:1998:901, (FVE). Egenkontroll behandlas även i Naturvårdsverkets allmänna råd om egenkontroll, NFS 2001:2. Enligt Miljöbalken så skall egenkontroll ske av den som bedriver verksamhet eller vidtar en åtgärd som kan befaras medföra olägenheter för människors hälsa eller påverka miljön. Detta omfattar såväl den som bedriver tillståndspliktig verksamhet som den som vidtar någon annan åtgärd, så länge åtgärden inte är av försumbar betydelse i det enskilda fallet. FVE gäller endast dem som yrkesmässigt bedriver verksamhet eller vidtar åtgärder som omfattas av tillstånds- eller anmälningsplikt. Egenkontroll enligt Miljöbalken och FVE avser både själva anläggningen och den verksamhet som bedrivs där, d.v.s. egenkontrollen omfattar både själva anläggningen, i from av t.ex. tekniska åtgärder och rutiner, och verksamhetens organisation och rutiner.

RIDAS [1] föreskriver en deterministisk metod för att beräkna stabiliteten hos en dammanläggning och därmed det spännkraftsbehov som behövs för att uppfylla ställda stabilitetsvillkor. För att erhålla önskad säkerhet mot brott används en totalsäkerhetsfaktor för att säkerställa att mothållande krafter ska överstiga pådrivande krafter. Detta medför att partialkoefficientmetoden inte används, d.v.s. den dimensioneringsprincip som används i nuvarande byggnormer. Det bör dock påpekas att det i t.ex. Eurocode 2 [7] specifikt nämns att den inte behandlar särskilda aspekter för bl.a. dammanläggningar. Partialkoefficientmetoden tar hänsyn till variationer i både last och materialegenskaper och medför att en viss brotts sannolikhet uppnås för konstruktionen. Vid dimensionering enligt RIDAS används då inte de partialkoefficienter för t.ex. spännstålet som föreskrivs i Eurocode 2 [7]. RIDAS tillåter dock att partialkoefficientmetoden används, men konsekvensen blir då att ytterligare en partialkoefficient införs. Ett sådant förfarande medför stor konservatism införs vilket resulterar i ett större antal spännstag jämfört med utfallet från vardera metoden för sig.

4.2 DIMENSIONERING AV SPÄNNSTAG

Reglerna för dimensionering av ett spännstag för vattenkraftsanläggningar ges främst i RIDAS [1], Eurocode 7 [12] och SS-EN 1537 [11]. RIDAS ger riktlinjer för beräkning av belastning och stabilitet medan Eurocode 7 och SS-EN 1537 ger stöd vid beräkning av spännstagens bärförmåga. Även Eurocode 2 [7] kan vara aktuell vid beräkning av t.ex. relaxationsförluster eller för dimensionering av bl.a. spännklackar eller förankringszonen.

4.2.1 Statusbedömning

En grundlig statusbedömning av hela betongkonstruktionen där spännstagen ska installeras ska utföras och ligga till grund för dimensioneringen av spännstagsinstallationen. Statusbedömningen ska baseras på en okulär tillståndskontroll av konstruktionen som vid behov bör kompletteras med t.ex. provtagning, sprickkartering och teoretiska analyser. I det fall sprickor förekommer i konstruktionen före installationen ska en sprickkartering utföras både före och efter installationen för att undersöka hur spännstagen påverkar konstruktionen.

4.2.2 Detaljutformning

Material

Generellt ska spännstålet och samtliga tillhörande förankringsdetaljer uppfylla kraven som ställs i Eurocode 2 [7], SS-EN 1537 [11] samt i förekommande fall kraven i prEN10138 [47]. Kraven där avser bl.a. mekaniska egenskaper hos stålet, motståndskraft mot korrosion och utformning av förankringen.

Nedspänning

En total nedspänning av spännstaget bör kunna utföras, d.v.s. det ska vara möjligt att helt ta bort spänningen i spännstaget:

- För spännstag av stångtyp är detta möjligt genom att skruva av muttern.
- För linbaserade spännstag ska tillräcklig mängd mellanlägg monteras så att en nedspänning av spännstaget är möjlig. Mellanläggens tjocklek ska motsvara teoretisk förlängning som erhålls vid uppspänningskraften. I samband med uppspänningen kan en korrigering krävas och de mellanlägg som placeras ska då anpassas efter uppmätt förlängning.

Vidare bör det finnas tillräckligt med utrymme för installation av lastceller i efterhand. För att underlätta senare spännkraftsmätningar ska endast gängade ankarstycken användas i linbaserade system.

Fri spännstagslängd

Spännstagens fria längd, d.v.s. den del av spännstaget som spänns upp, ska anpassas för att möjliggöra kompensation av förlusterna vid låsning. För att kompensera för låsförluster krävs att spännstaget kan spännas till något högre spännkraft än den inlåsta. Placering av mellanlägg mellan ankarplatta och ankarstycke kan även bli nödvändigt för att kompensera för låsförlusterna för

linbaserade system. För att möjliggöra placering av mellanlägg ställs krav på att en viss minsta förlängning av spännstaget är möjlig. Vid korta fria längder kan det bli nödvändigt att spänna spännstaget till väldigt höga spännkraftsnivåer för att erhålla tillräcklig förlängning. Det rekommenderas att den fria längden för stångbaserade system minst bör uppgå till tre (3) meter och till minst fem (5) meter för linbaserade system.

Val av spännstagsdimension

I samband med dimensioneringen utifrån beräknat spännkraftsbehov kan flera olika val av spännstag vara möjliga för att uppfylla spännkraftsbehovet. Val av slutlig dimension på spännstaget bör utföras så att stålarean i spännstaget maximeras. På detta vis kan spänningen i spännstålet minskas samtidigt som spännkraften är densamma. Som exempel så är dimensionerna på förankringssystemet för BBR Cona Multi 6–12 (12 stycken linor med en diameter på 15,2 mm) samma som för 5-19 (19 linor med en diameter på 12,7 mm). Dock är stålarean cirka tretton procent större för 5-19, 1900 mm² jämfört med 1680 mm² för 6-12. Vid en spännkraft som motsvarar 60 % av brottlasten för 6-12 blir motsvarande spänningsnivå för 5-19 cirka 53%. På samma vis är även t.ex. VSL 6-7 utbytbar mot VSL 5-12. En reduktion i stålspänning är bl.a. gynnsamt för utveckling av långtidsförluster samt att risken för överspänning av spännstålet reduceras i och med större marginaler till brottgränsen.

Spännstag installerade med lutning

Vid uppspänning och domkraftsmätningar på spännstag som är installerade med lutning, d.v.s. icke vertikala spännstag, finns en risk att mellanlägg lossnar och faller ner. Nedfallande mellanlägg utgör en risk för skador på person, konstruktioner eller annan utrustning på anläggningen. Förankringen till lutande spännstag ska därför utformas på ett sådant vis att mellanlägg som lossnar faller hindras från att falla ner.

Korrosionsskydd

Spännstag för användning i vattenkraftsanläggningar ska utformas enligt SS-EN 1537 [11] och ska alltid, oavsett användningsområde, förses med dubbelt korrosionsskydd. Undantag är spännstag i stångbaserade system som installeras inomhus i befintlig betongkonstruktion för förankring av mekanisk utrustning. Ankarmuttrarna i båda ändar av spännstaget ska då vara tillgängliga för mätning och inspektion, d.v.s. förankring bör inte ske via injekteringsbruk. Korrosionsskyddet bör i detta fall bestå av ett fettfyllt foderrör.

Stags positionering i borrhål

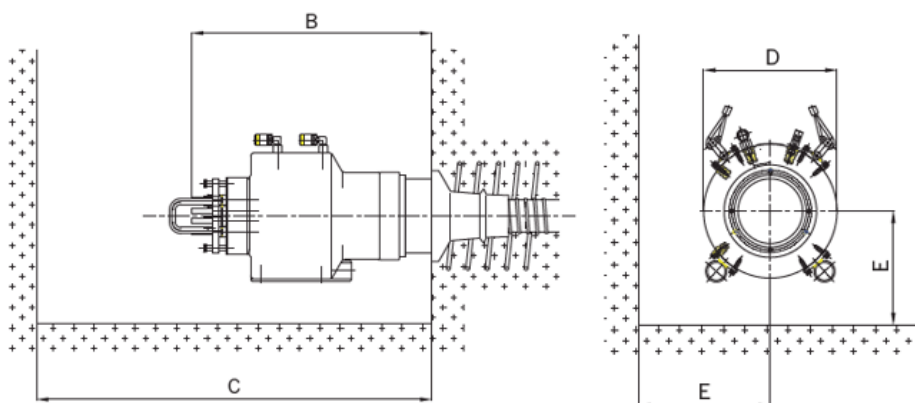
Spännstag bestående av linbaserade system ska förses med distanser och spridare för att säkerställa korrekt position i borrhålet samt uppnå god omslutning av injekteringsbruket kring de enskilda linorna. Avståndet från spännstagets nedre del till den första spridaren ska maximalt uppgå till en meter. Centrumavstånden mellan spridare styrs av spännstagets styvhet, dock bör centrumavståndet inte överstiga cirka 1,5 meter.

Stags inbördes avstånd

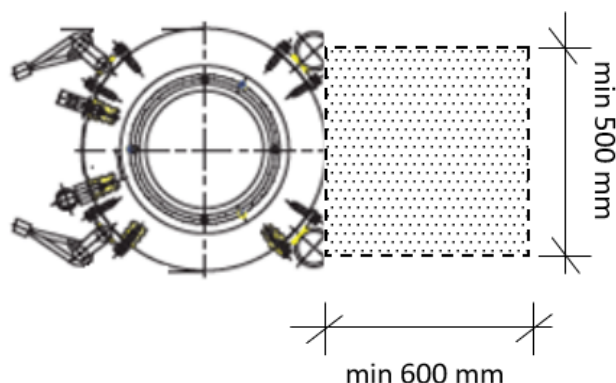
I det fall spännstag placeras alltför tätt kan bärförmågan på spännstagen påverkas negativt. Inverkan av närliggande spännstag ska därför beaktas vid dimensioneringen och val av spännstag och spännkraft. Enligt Eurocode 7 [12] kan detta undvikas genom att placera spännstag med minst ett centrumavstånd på 1,5 meter.

Åtkomst

Vid utformningen av den fysiska installationen av spännstag ska hänsyn tas till arbetsmiljön för personalen som utför installations- och efterföljande mättningsarbeten samt inspektioner av spännstagen. Ur ett arbetsmiljöperspektiv är montering av ankarsystemet i höjd med betongkonstruktionens ytteryta att föredra då detta medför en god tillgänglighet till förankringen. Nedsänkta förankringar bör i största möjliga mån undvikas. Den generella rekommendationen är att säkerställa att det finns tillräckligt utrymme kring varje spännstag för att kunna utföra uppspänning och mätningar med domkraft på ett säkert sätt. Utrymmet runt ankarplattan ska utformas så att ankarstycket är tillgängligt för att utföra arbeten, t.ex. för placering av mellanlägg och mätutrustning och för att visuellt kontrollera om ankarstycket rör sig vid en domkraftsmätning. Tillverkarnas specifikation avseende minsta fria utrymme kring domkraften ska uppfyllas vid utformning av installationen, se Figur 4.1. Dessutom rekommenderas det att ett område med en minsta bredd på 500 mm vilket sträcker sig minst 600 mm ut från domkraftens sida görs tillgängligt i höjd med ankarplattans ovansida. I det fall då två spännstag placeras i närheten av varandra är det tillräckligt att detta utrymme görs tillgängligt mellan spännstagen, se Figur 4.2. Övriga komponenter i installationen ska även anpassas efter detta utrymme, t.ex. brunnslöck.



Figur 4.1. Exempel från VSL produktblad (2019) avseende utrymmen som ska hållas fria för arbete runt domkraften.



Figur 4.2. Område kring en förankring som minst bör lämnas tillgängligt för att säkerställa säkert domkraftsarbete kring ett spännstag.

4.2.3 Spännkraft

Uppspänningskraft med acceptanskriterier

Uppspänningskraften ska väljas så att spännkraften i ett enskilt spännstag samt den totala spännkraften i en spännstagsgrupp, t.ex. samtliga spännstag i en konstruktionsdel, inte understiger spännkraftsbehovet under den avsedda tekniska livslängden för spännstaget. Det rekommenderas att spännstag dimensioneras för en teknisk livslängd på minst 100 år. Rekommendationer för val av marginal mellan spännkraftsbehovet och den inlåsta spännkraften ges i kapitel 2.4. Medelvärdet på spännkraften ska predikteras för en tidsperiod motsvarande den tekniska livslängden, minst 100 år från uppspänningen, antingen baserad på analys av mätdata eller modellering med empiriska modeller. Konfidensgränser för medelvärdet baserade på konfidensintervall med konfidensgraderna 0,95 samt 0,99 ska även tas fram. Det högsta värdet på lägsta tillåtna spännkraft, d.v.s. spännkraftsbehovet, ska motsvara spännkraften enligt konfidensgränsen på 0,99 när spännstaget uppnått den tekniska livslängden. Marginalen mellan spännkraftsbehov och inlåst spännkraft blir därmed skillnaden mellan uppspänningskraften och den predikterade spännkraften som motsvarar konfidensgränsen på 0,99 vid slutet av den tekniska livslängden.

Det rekommenderas även att det slutliga valet av uppspänningskraft inte ska överstiga något av nedanstående krav. Detta för att minska inverkan av långtidseffekter på spännkrafterna.

- 60 % av spännstålets karakteristiska draghållfasthet.
- 70 % av spännstagets dimensionerande bärförmåga.

Slutligen ska det kontrolleras att den valda spännkraften i spännstagen inte ger upphov till deformationer eller sprickbildning i omgivande betongkonstruktion i bruksgränstillståndet. Kontrollen ska ske utifrån den aktuella betongkonstruktionens faktiska tillstånd. Betongkonstruktionens faktiska tillstånd ska bestämmas utifrån en tillståndskontroll och eventuella kompletterande teoretiska analyser.

Uppspänning

I samband med dimensioneringen ska en anvisning tas fram för hur uppspänningen av samtliga spännstag ska utföras. Anvisningen ska minst innehålla riktlinjer för följande:

- Uppspänningskrafter samt provlaster för samtliga spännstag med tillhörande teoretiska förlängning.
- Genomförandet av godkännandeprov (provningmetod 1 i [57]) inklusive acceptanskriterier för provet. Detta inkluderar även åtgärder i det fall acceptanskriterierna inte uppfylls.
- Genomförande av uppspänning och mätning av inlåst spännkraft.
- Ordningen i vilken spännstagen ska spännas upp.
- Krav på den utrustning som ska användas vid uppspänning och godkännandeprov. Utrustningen ska uppfylla kraven enligt SS-EN 1537 [11] samt SS-EN ISO 22477-5 [57]. De rekommendationer som ges i [3] avseende spännkraftsmätningar ska även följas för utrustning som används vid uppspänning och godkännandeprov.

Godkännandeprov

I samband med uppspänningen av ett spännstag genomförs ett s.k. godkännandeprov på samtliga installerade spännstag, se avsnitt 4.3.5. I samband med godkännandeprovet belastas spännstaget med en högre spännkraft, s.k. provdragningslast, än den tänkta uppspänningskraften. Enligt EC 7 [12] ska provdragningslasten motsvara 105 % av den dimensionerade lasten på konstruktionen, d.v.s. spännkraftsbehovet för spännstaget. För att minimera risken för överspänning rekommenderas det att provdragningslasten inte bör överskrida 75 % av den karakteristiska draghållfastheten för spännstålet.

Dokumentation från uppspänning

Resultaten från godkännandeprovet och uppspänningen ska dokumenteras i enlighet med SS-EN ISO 22477-5 kapitel 8.4.4 [57]. Resultaten från uppspänningen ska inkludera följande:

- Kraft-förskjutningsdiagram från hela proceduren.
- Inlåst spännkraft.
- Eventuella mellanlägg som placerats under ankarstycket.
- Eventuella problem/avvikelser i samband med uppspänningen och vidtagna åtgärder. Detta kan t.ex. vara uppsprickning av omgivande betongkonstruktion, brott i spännstaget, för stora rörelser i spännstaget i samband med godkännandeprovet.
- Resultat från visuell inspektion av installationen.
- Information om den utrustning som använts samt tillhörande kalibreringsintyg.

4.2.4 Injekteringsbruk

Normkrav

De krav som ska ställas på det injekteringsbruk som skall användas till spännstag både som bergsförankring och förankring i befintlig konstruktion ges i gällande norm SS-EN 1537 [11] i kapitel 6.3 och 6.4. I normen ställs olika krav på injekteringsbruket beroende om det ska användas inuti foderröret eller ska injekteras utanför foderröret och därmed vara i kontakt med berget eller omgivande betongkonstruktion. Enligt SS-EN 1537 ska injekteringsbruket inuti foderröret uppfylla kraven i SS-EN 447 [23]. I SS-EN 447 ges krav på bl.a. brukets egenskaper i både färskt och hårdnat tillstånd samt vilka tester som ska utföras på bruket. Både SS-EN 1537 och SS-EN 447 hänvisar även till SS-EN 206 [49] avseende bl.a. användandet av tillsatsmedel och exponeringsklasser.

Tillägg till normkrav

För spännstag i vattenkraftsanläggningar utförs hela injekteringen med samma sorts injekteringsbruk. Vid utförandet av en spännstagsinstallation ska samtliga av de krav som ställs i nuvarande normer, SS-EN 1537 med tillhörande standarder såsom SS-EN 447 och SS-EN 206 följas. Det rekommenderas dessutom att följande kompletterande krav ställs på injekteringsbruket:

- Injekteringsbrukets vct bör inte överstiga 0,45,
- Lågalkaliskt och sulfatresistent cement bör användas,
- Det karakteristiska värdet på tryckhållfastheten vid 28 dygn bör uppgå till minst 40 MPa under rådande klimatförhållanden vid injekteringen. I samband med uppspänningen ska den karakteristiska tryckhållfastheten uppgå till minst 30 MPa, d.v.s. hållfasthetsutvecklingen styr när i tiden som uppspänningen kan genomföras.

Förprovning

Före injekteringen av spännstagen bör en förprovning av det framtagna receptet till injekteringsbruket utföras. Syftet med denna är bl.a. att bestämma injekteringsbrukets egenskaper enligt SS-EN 447. Förprovningen bör även omfatta de krav som ska ställas på blandningsutrustningen och blandningsförfarandet för att erhålla avsedd kvalitet på injekteringsbruket är uppfyllda. Förprovning av blandningsutrustningen är inte nödvändig om ett befintligt recept används som tidigare genomgått en förprovning och som därmed verifierats för liknande förhållanden. Om någon ändring, t.ex. förändrat vct eller ny typ av tillsatsmedel, av receptet till injekteringsbruket utförs bör en ny förprovning utföras. Förprovningens omfattning ska minst motsvara kraven i SS-EN 447 med undantag för provning av tryckhållfastheten som minst ska utföras på tre (3) provkroppar.

Samtliga av de tester av brukets egenskaper som anges i SS-EN 447 ska utföras kontinuerligt för att kontrollera att injekteringsbruket uppfyller specifikationerna bestämda vid dimensioneringen. Kraven enligt SS-EN 446 [48] avseende inspektionsklass 2 ska minst vara uppfyllda avseende provningens omfattning med undantag för följande provningar:

- Brukets tryckhållfasthet ska bestämmas, på minst tre (3) provkroppar, vid samma tidpunkt som uppspänningen, d.v.s. då provkropparna uppnått samma ålder som det injekterade bruket korrigerat för temperatur. Tryckhållfastheten ska dessutom alltid bestämmas 28 dygn efter gjutningen. Minst sex (6) provkroppar ska därför tillverkas för varje ny batch av injekteringsbruk som blandas alternativt för varje spännstag som injekteras. Det rekommenderas att provkropparna lagras på plats i samma klimatförhållanden som spännstaget.
- Brukets flödesegenskaper, t.ex. utbredningsmått ska testas. Ett (1) test ska utföras för varje batch av injekteringsbruk alternativt för varje spännstag som injekteras.
- Brukets stabilitet avseende vattenseparation och volymstabilitet ska testas i enlighet med SS-EN 445 [50]. Provning av vattenseparation kan även utföras enligt SS-137540 [53]. Minimikravet på antal prov enligt SS-EN 446, inspektionsklass 2, d.v.s. minst ett prov per dag. Förutsatt att installationen innefattar fem spännstag eller fler, ska totalt minst tre (3) prov tas för hela spännstagsinstallationen.
- Densiteten hos det färska bruket ska testas enligt SS-EN 445. Omfattningen av provningen ska minst vara densamma som för brukets stabilitet, d.v.s. minst en provning per dag eller minst tre (3) provningar för samtliga spännstag. En provning omfattar i detta fall två (2) prover, där det första provet tas direkt efter slutförd blandning och det andra provet tas från injekteringsmunstycket direkt efter utförd injektering.

Acceptanskriterier

Acceptanskriterier för injekteringsbrukets testade egenskaper ska tas fram i samband med dimensioneringen. De krav som rekommenderas ovan samt kraven i SS-EN 1537 och SS-EN 447 ska ses som minimikrav för acceptanskriterierna. Åtgärder som ska vidtas då acceptanskriterierna inte uppfylls ska även tas fram. I det fall resultatet från provningen av brukets densitet och/eller flödesegenskaper inte uppfyller acceptanskriterierna, t.ex. kraven i SS-EN 447 tabell 1, ska bruket kasseras.

4.3 INSTALLATIONSUTFÖRANDE

4.3.1 Håltagning

De två vanligaste borrhningsmetoderna för borrhningsarbeten för spännstag är kärn- respektive hammarborrning. Vilken metod som ska väljas bör baseras på förhållandena för den specifika anläggningen. Vid borrhning i betongkonstruktioner för vattenkraftsanläggningar är dock kärnborrning att föredra. Detta eftersom det ofta är äldre konstruktioner och kärnborrning har mindre negativ påverkan på betongen. De rekommendationer som ges nedan gäller borrhning i både betongkonstruktioner och berg.

De generella krav som ställs på utförandet samt rekommendationer för toleranser för borrhning för spännstag ges i SS-EN 1537. I de fall det bedöms som nödvändigt beroende av förhållandena för spännstagsinstallationen ska särskilda anvisningar för borrhningsarbetet tas fram i samband med dimensioneringen. Detta avser bl.a. val av borrhningsmetod, borrhålets dimensioner, toleranser för borrhningen och hantering av borrhkärnor.

Logg över utförd borrhning samt observationer under borrhning ska utformas i enlighet med SS-EN 1537. I anslutning till utfört borrhningsarbete ska borrhålet rensas och därefter inspekteras. Inspektionen bör utföras genom filmning av borrhålet med syfte att bl.a. att säkerställa att inget löst material förekommer samt för att lokalisera sprickor och andra diskontinuiteter. Filmen ska sedan sparas och ingå i dokumentationen från borrhningen. Vid kärnborrning bör samtliga uttagna kärnor sparas i kärnlådor för att möjliggöra besiktning av kärnorna. Det rekommenderas att borrhkärnorna sparas och förvaras på lämpligt vis under minst hela garantitiden för spännstagsinstallationen. Avslagning av borrhkärnor bör undvikas. Tydlig positionsangivelse ska anges för både borrhålsfilmning och uttagna borrhkärnor.

I det fall spännstaget inte installeras i direkt anslutning till borrhningen ska borrhålet täckas för att förhindra nedfall av löst material.

Resultaten från utförda borrhningsarbeten ska dokumenteras för varje borrhål där minst följande ska noteras:

- Datum och tidpunkt för start och avslut av borrharbetet,
- Information om borrhrustning och vald borrhningsmetod, t.ex. typ av borrhkrona.
- Dimensioner på borrhålet.
- Spoltryck och spolvattenförluster.
- Övergången mellan berg och betong ska noteras.
- Typ av material som plockas upp.
- Eventuella kärnförluster i samband med kärnborrning.
- Lutning på borrhålet och resultat från utförda kontrollmätningar.
- Eventuella avvikelser från ställda krav, t.ex. tolerans- eller dimensionskrav.
- Grundvattennivån.
- Eventuella avborrade armeringsjärn/slaka bergförankringar.
- Borrhålsfilmning (önskvärt för digital dokumentation om undergrundens struktur).

4.3.2 Täthetsprovning

Täthetsprovning i form av vattenförlustmätning ska utföras i anslutning till avslutat borrhålsarbete. Syftet med detta är att undersöka om täthetsinjektering av borrhålet är nödvändig. Generellt ska täthetsprovningen utföras i enlighet med SS-EN ISO 22282 [55], vilket även inkluderar dokumentationen från provningen. Täthetsprovning av berg bör utföras under relativt låga tryck, cirka 0,1 – 0,3 MPa, för att minimera risken för skador. För anläggningar med stor påverkan av upptryck under dammen ska extra försiktighet vidtas vid täthetsprovningen. Det introducerade trycket ska inte överstiga det upptryck som den dämmande konstruktionen är dimensionerad för. Provningsutrustningen bör därför vara försedd med en säkerhetsventil för att undvika att alltför höga vattentryck introduceras i berggrunden. Mätning bör utföras med dubbelmanschett på bestämda testsektioner. På så vis kan delar av borrhålet skärmas av vid täthetsprovningen och tryckstegringen i berget begränsas därmed endast till testsektionen.

Ett alternativ är att tryckprovningen utförs samtidigt med borrhållningen. Tryckmätningen utförs då genom enkelmanschettmätning mellan manschetten och botten av borrhålet. Detta anses generellt vara en mer noggrann mätmetod än mätning med dubbelmanschett då oönskat läckage endast kan ske i en punkt, d.v.s. vid manschetten [51]. Mätning av trycket bör ske direkt i testsektionen och inte bestämmas via indirekta mätningar. Vidare ska tryck och flöde mätas både automatiskt och manuellt under hela provningen. Automatisk registrering ska minst ske var femte sekund och manuell avläsning minst en gång i minuten. Vid bestämning av totala övertrycket i borrhålet ska även grundvattentrycket inkluderas.

4.3.3 Täthetsinjektering

Borrhål som inte uppfyller kraven på täthet ska injekteras med cementbruk och sedan borras om. Minimikraven för tätheten på borrhålet ska motsvara kraven i SS-EN 1537. Borrhål som inte uppfyller täthetskraven ska täthetsinjekteras. Därefter ska hålet borras upp på nytt och sedan ska en ny täthetsprovning utföras.

Det rekommenderas att någon täthetsprovning inte utförs på borrhål under vattentryck med utflödande vatten eller där vatten från borrhållningen sjunker undan. Dessa bör istället täthetsinjekteras direkt. Därefter ska hålet borras om och täthet provas.

När täthetsinjektering av berg och betongkonstruktioner ska utföras gäller samma rekommendationer som ges i avsnitt 4.3.4 gällande utförande och utrustning för injekteringsarbetet. Då syftet med injekteringen är att täta mot inträngande vatten ställs något andra krav på injekteringsbrukets egenskaper jämfört med de som rekommenderas i avsnitt 4.2.3. Det är främst brukets förmåga att tränga in i bergets spricksystem som är viktigast, d.v.s. dess flyt- och inträningssegenskaper. Generellt krävs ett mer finkornigt cement jämfört med det bruk som används till förankringszonen. För täthetsinjektering av betongkonstruktioner används ofta ett bruk med vct mellan 0,55 till 0,6 [52] med tillsats av flytmedel. Det rekommenderas att det injekteringsbruk som används har genomgått en förprovning och att

egenskaperna anpassas till rådande sprickförhållanden i borrhålen. Ytterligare information gällande val av cementbruk och utförande av täthetsinjektering av berg och betongkonstruktioner ges i [51] och [52].

4.3.4 Hantering

Hantering och transport av spännstag och tillhörande komponenter, såsom ankarstycken, kilar och ankarmuttrar, ska ske enligt SS-EN1537.

Skydd mot fukt

Viktigt är att spännstagen och dess komponenter skyddas mot alla former av fukt under transport, hantering och förvaring. De ska inte utsättas för regn, snö, is och ska inte förvaras direkt på mark. Spännstagen bör inte förvaras i direkt solsken, speciellt inte under sommarmånaderna.

Mekanisk åverkan

Spännstagen ska även skyddas mot alla former av mekanisk åverkan. Svetsning av spännstål eller förankringsdetaljer får inte ske. Samtliga ingående komponenter ska dessutom skyddas mot svetsstänk samt öppen eld eller andra kraftiga värmekällor såsom gasbrännare. Eventuell kapning av spännstål ska ske mekaniskt, med vinkelslip eller liknande.

Mottagningskontroll

Samtliga leveranser av spännstag ska kontrolleras för avvikelser från specifikationerna samt för sådana förhållande som kan medföra att spännstagens funktion äventyras. Detta omfattar bl.a. defekter och skador som kan ha uppkommit under tillverkning och/eller leverans. Ett protokoll för mottagande och godkännande av spännstagsleveranser ska upprättas för varje leverans och ingå i dokumentationen för spännstagsinstallationen.

Installationskontroll

Innan installation ska hela spännstaget inspekteras efter skador. Skador på korrosionsskyddet som bedöms vara av mindre omfattning ska åtgärdas före installation, se *Hantering av skador* nedan. Spännstag och tillhörande komponenter med skador som kan ha en möjlig påverkan på funktionen ska inte installeras.

Installation

Installationen av varje enskilt spännstag ska utföras enligt tillverkarens anvisningar. Eventuella skador som uppkommer under installationen ska åtgärdas enligt ovan. Installationen av varje enskilt spännstag ska protokollföras med datum och tidpunkt för installationen samt eventuella avvikelser såsom skador med medföljande reparation som uppkommit under arbetet. Identifierade skador och utförda åtgärder ska fotograferas och skadans position samt storlek ska dokumenteras tillsammans med en beskrivning av utförd åtgärd.

Hantering av skador

Anvisningar för hantering av skador på korrosionsskyddet ska tas fram i samband med dimensioneringen. I det fall tillverkaren eller utföraren av installationen inte har egna rutiner för reparation kan riktlinjerna i den amerikanska normen för bergförankringar [24] följas:

- Skador med dimensioner som underskrider 25 x 3 mm kan lagas med vattentät och åldersbeständig tejp. Skadan ska då lindas i ett spiralformat mönster med minst dubbla lager tejp. Lindningen ska sträcka sig minst 75 mm före och efter skadan.
- Skador av större omfattning ska repareras genom att det skadade höljet avlägsnas och ett nytt installeras. Skarvarna mellan gammalt och nytt plasthölje ska tätas med krympslang. Krympslangen ska överlappa skarven med minst tre gånger förankringens (foderröret) diameter, dock minst med 75 mm.

4.3.5 Injekteringsarbeten

I SS-EN 1537 ställs relativt få krav på hur injekteringsarbeten ska utföras. Istället hänvisas till SS-EN 446 [48], vilken behandlar utförande av injektering av foderrör till spännkablar. I [52] ges en omfattande vägledning gällande cementinjektering av betongkonstruktioner. Relevanta delar av denna vägledning som bör beaktas vid utförande av injekteringsarbeten av spännstag ges i nedanstående avsnitt. Nedan ges rekommendationer som utöver kraven i gällande normer, bl.a. SS-EN 1537, SS-EN 446 samt SS-EN 13670, specifikt behandlar dessa förhållanden.

Utförande

Detaljerade anvisningar för hur injekteringsarbeten ska utföras ska tas fram i samband med dimensioneringen av spännstagsinstallationen. Anvisningarna ska bl.a. innehålla krav på:

- Vilken typ av utrustning som ska användas vid både blandning och injektering samt kraven på denna utrustning.
- Receptet till injekteringsbruket samt tydlig beskrivning av hur blandningen av injekteringsbruket ska utföras.
- Teoretisk mängd injekteringsbruk som krävs för varje enskilt spännstag.
- Hur ingående material, t.ex. cement och tillsatsmedel, skall förvaras. Minimikrav i enlighet med kapitel 7.3 i SS-EN 13670 [55] samt rekommendationer i ovanstående avsnitt.
- Kraven på kontinuerlig provtagning och inspektion under arbetets gång.
- Acceptanskriterier för injekteringsbruket avseende de provningar som utförs. Åtgärder och hantering av de fall där acceptanskriterierna inte uppfylls ska även inkluderas.
- Åtgärder som ska vidtas vid oförutsedda händelser i samband med injekteringsarbeten, t.ex. oförutsedda avbrott.

Dokumentation

Utfört arbete ska dokumenteras där kraven enligt kapitel 10 i SS-EN 1537 ska ses som minimikrav på omfattningen. Utöver detta ska följande dokumenteras för varje enskilt spännstag:

- Information om utrustningen som använts för blandning och pumpning.
- Injekteringsstryck, totala mängden injekterat bruk samt tiden för injekteringen.
- Injekteringsbrukets sammansättning avseende vct, cementtyp och eventuella tillsatsmedel.
- Temperaturmätningar.
- Information från förprovning samt de kontinuerliga provningar som utförs under pågående injekteringsarbeten. Detta innefattar bl.a. antalet provkroppar, vilka spännstag respektive provkroppar tillhör, datum och tid för tillverkning och test, resultat från provning, temperatur på injekteringsbruket samt klimatförhållanden under gjutning och förvaring.
- Eventuella avvikelser från ställda krav samt vidtagna åtgärder.

Blandning av injekteringsbruk

Det rekommenderas att blandningen av de torra ingredienserna till injekteringsbruket har utförts i förväg, på t.ex. en betongfabrik, för att sedan transporteras till anläggningen. Detta kan t.ex. uppnås genom att använda en färdig produkt för injektering. Innan injekteringen tillsätts sedan endast vatten och eventuella flytande tillsatsmedel på plats.

Ingående material till injekteringsbruket ska under transport, hantering och lagring skyddas från fukt och bör inte utsättas för temperaturer under 5°C. På plats vid spännstagsinstallationen bör materialen förvaras inomhus och inte under en längre period än cirka en månad [52]. Cementets ålder vid blandning bör inte överstiga tre (3) månader. Material som inte förvarats på korrekt vis eller som blivit fuktskadat får inte användas.

Blandning av bruket ska utföras med en höghastighetsblandare, typen kolloidkvarn rekommenderas. En kolloidkvarn blandar injekteringsbruket med relativt höga skjuvkrafter och medför därmed en god upplösning av cementbruket i vattnet samt ger god stabilitet och sammanhållning i det färdiga injekteringsbruket [52]. Det rekommenderas att den kolloidkvarn som används minst har ett varvtal på 1800 varv i minuten. Det slutliga kravet på kolloidkvarn bör dock baseras på resultaten från förprovningen av injekteringsbruket. Övrig tillhörande utrustning som ska användas vid blandningsarbeten är [52]:

- Lagringskärl med omrörare för kortvarig förvaring av injekteringsbruket under injekteringsarbetet. Lagringskärls volym ska väljas så att det alltid finns en tillräcklig mängd injekteringsbruk tillgängligt. Vid överföring av injekteringsbruket från blandare till lagringskärl ska bruket passera ett filter med en maskvidd på 2 mm.
- Våg för mätning av ingående komponenter i injekteringsbruket. Mätnoggrannheten för vågen ska minst uppfylla kraven i SS-EN 447 [23]. Noggrannheten anges där till ± 2 % för allt torrt material och ± 1 % för flytande tillsatsmedel och blandningsvatten.

Utförande

Injekteringsarbeten ska utföras enligt kraven i SS-EN 446 [48]. Vid utförandet av injekteringsarbeten ska förutom utrustningen som krävs för blandning av injekteringsbruket följande utrustning användas:

- Injekteringspump, t.ex. av typen skruvpump, med tillräcklig kapacitet för att kunna injektera det längsta spännstaget inom nedan specificerad tid. Pumpen bör kunna upprätthålla ett tryck på minst 1 MPa och vara försedd med en säkerhetsventil som förhindrar övertryck.
- En automatiserad utrustning bör användas för att kontinuerligt mäta och lagra information om injekteringen. Detta innefattar injekteringstryck, injekterad volym bruk samt tiden för injekteringen [52].

Slangar, kopplingar och avstängningskranar som används ska vara dimensionerade för att klara trycket och flödet som uppstår under injekteringen samt även ha kapacitet att klara eventuella övertryck som kan uppkomma i systemet [52].

Spännstaget ska installeras före injekteringen utförs.

Efter att injekteringsbruket är färdigblandat ska det hållas under konstant omröring och ska användas inom 30 minuter. Färdigblandat injekteringsbruk som lagrats längre än 30 minuter får inte användas och ska kasseras. Efter denna tid börjar effekten av eventuella tillsatsmedel att avta samt att cementets hydratation ska ha påbörjats [52]. Injekteringsbrukets temperatur ska mätas efter blandning samt före injekteringen av spännstaget.

Lämpligt samt maximalt tillåtet injekteringstryck ska bestämmas i samband med dimensioneringen. Om inga andra begränsningar bedöms vara relevanta för de förhållanden som råder, såsom upptryck under dammen, bör injekteringstrycket inte överskrida 1 MPa.

Injekteringen av ett enskilt spännstag ska utföras kontinuerligt och utan avbrott. För att undvika luftfickor i injekteringen ska det säkerställas att mängden injekteringsbruk är tillräcklig under hela injekteringsprocessen. Tidsåtgången för injekteringen av ett enskilt spännstag ska inte överskrida 15 minuter. Längre tidsåtgång, upp till 30 minuter, kan accepteras om det under förprovningen visats att injekteringsbrukets egenskaper inte påverkas negativt av detta. I det fall ett avbrott sker i injekteringen och detta överskrider ovan angivna tidsbegränsningar ska spännstaget demonteras varefter injekterat bruk avlägsnas alternativt att ett nytt hål borrar. Den totala mängden injekterat bruk för varje spännstag ska mätas och dokumenteras tillsammans med tidsåtgången för injekteringen. Enligt SS-EN 1537 anses det inte föreligga normala förhållanden om den injekterade volymen injekteringsbruk är minst tre gånger större än borrhålets volym utan att något övertryck appliceras på injekteringsbruket. I detta fall bör spännstaget avlägsnas och hålet borrar om.

Temperatur på omgivande konstruktioner och luft kan påverka hållfasthetsutvecklingen i injekteringsbruket negativt och medföra att tillräcklig hållfasthet inte uppnåtts vid uppspänningen. Dessutom påverkas brukets egenskaper extremt negativt om det tillåts frysa innan tillräcklig hållfasthet

uppnåts. Vid injekteringen av spännstag bör därför temperaturen, i både omgivande luft och i närliggande betong inte understiga 5 °C. Temperaturen får dessutom inte understiga 5°C under följande 48 timmar efter injekteringen. Injekteringsbrukets temperatur bör heller inte understiga 10°C vid injekteringen. I det fall injektering planeras att utföras då det finns risk att lufttemperaturen kan understiga cirka 8°C ska temperaturmätningar utföras kontinuerligt under minst 48 timmar efter utförd injektering. Mätningarna ska utföras med tillräcklig frekvens för att kunna bestämma variationen i max- och minimitemperaturer över dygnet. Viktigt är att kravet på att injekteringsbruket, injekteringsutrustningen, samtliga förankringsdetaljer samt alla delar av omgivande konstruktioner ska vara helt fria från snö, is och/eller frost efterföljs.

När det gäller injektering vid högre temperaturer ska temperaturen i omgivande luft, konstruktion samt injekteringsbruk inte överskrida 30°C vid injekteringen.

4.3.6 Uppspänningsarbeten

Godkännandeprov

I samband med uppspänningen och före låsningen av slutlig spännkraft utförs ska ett godkännandeprov utföras i enlighet med SS-EN 1537 och SS-EN ISO 22477-5 [57]. I [57] beskrivs tre olika provningsmetoder som kan användas för genomförandet av ett godkännandeprov. Enligt EKS 11 [58] ska provningsmetod 1 i SS-27104 [59] användas. SS-27104 är dock upphävd och provningsmetod 1 är i princip identisk med provningsmetod 1 i SS-EN ISO 22477-5. Därför bör provningsmetod 1 användas. Godkännandeprov syftar till att:

- Säkerställa att spännstagets kapacitet är tillräcklig genom att belasta spännstaget med en provdragningslast som väljs enligt riktlinjer i Eurocode 7 [12] samt avsnitt 4.2.2 i föreliggande rapport.
- Undersöka krypningsbenägenheten hos spännstaget. Detta testas genom att mäta krypningen under en viss period under provdragningslasten. I det fall spännstaget uppfyller acceptanskriterierna avseende krypning så kan provdragningslasten betraktas som spännstagets brottkraft.
- Bestämma spännstagets teoretiska fria längd. Den teoretiska fria längden beräknas utifrån uppmätt förskjutning vid provdragningslast och spännstagets tvärsnittsarea och elasticitetsmodul. Den beräknade fria längden ska sedan uppfylla acceptanskriterier enligt SS-EN 1537.
- Säkerställa att avsedd spännkraft har låsts in i spännstaget.

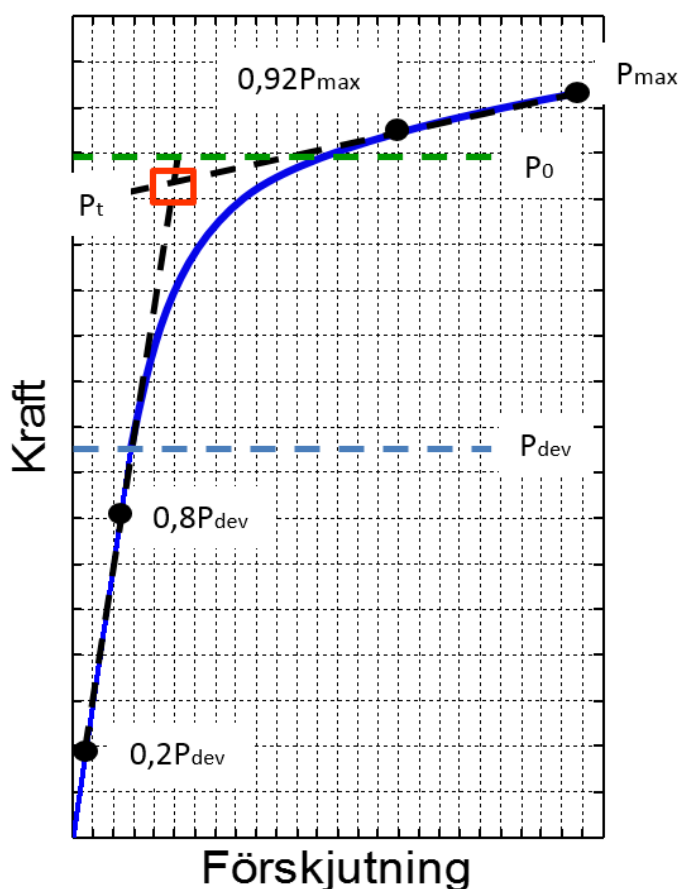
Avslutande spännkraftsmätning

En avslutande spännkraftsmätningen ska utföras för att kontrollera att korrekt värde på spännkraften har uppnåts. Denna mätning ska utföras enligt den rekommenderade metoden i [3]. Efter avslutad uppspänning ska en visuell inspektion av förankring och omgivande konstruktioner genomföras enligt rekommendationer för årlig visuell inspektion i [3].

4.4 SPÄNNKRAFTSMÄTNINGAR

4.4.1 Utförande vid kontroller

Det rekommenderas att mätning av kvarvarande spännkraft i ett spännstag utförs enligt metoden beskriven i [3]. Enligt metoden i [3] ska samma utrustning som används till uppspänningsarbetet användas för spännkraftsmätningar. Både kraften i domkraften samt förlängningen av spännstaget ska mätas kontinuerligt med elektroniska givare under hela mätningen. Under mätningen höjs sedan spännkraften till en nivå som motsvarar 120 % av den ursprungliga uppspänningskraften. Resultaten från mätningarna visas sedan i ett kraft-förskjutningsdiagram ur vilken den s.k. lift-off kraften bestäms, se Figur 4.3.



Figur 4.3. Förslag på metod för att uppskatta lift-off kraften från ett kraft-förskjutningsdiagram från en domkraftmätning [3]. Den röda kvadraten visar uppskattad lift-off kraft. P_{max} = Maximal kraft som uppnåtts under mätningen, P_t = liftoff kraft, P_{dev} = den kraft då kurvan avviker från nedre linjära delen, P_0 = ursprunglig spännkraft.

4.4.2 Höjning av spännkrafter

I samband med en spännkraftsmätning kan en justering av spännkraften vara nödvändig i det fall då den uppmätta spännkraften inte uppfyller acceptanskriterierna för spännkraften, se avsnitt 2.4. En eventuell höjning av spännkraft i en eller flera spännstag bör utföras till lägre nivåer än de ursprungliga. I det fall det finns en prediktion över hur spännkrafterna utvecklas

med tiden med s.k. riktvärden för spännkraften, se kapitel 2, ska spännkraften höjas till riktvärdet för inspektionen. I annat fall rekommenderas det att den maximala kraft som spännkraften bör höjas till är den ursprungliga uppspänningskraften minus den dubbla teoretiska relaxationsförlusten motsvarande perioden från uppspanningen fram till höjningen. Relaxationsförlusten bör beräknas enligt kapitel 3.3.2 i EC 2 [7].

4.5 ARBETSMILJÖASPEKTER VID SPÄNNSTAGSRELATERADE ANLÄGGNINGSARBETEN

Installationsarbeten för spännstag innefattar flera moment där risk för personskador föreligger. Vid injekterings- och uppspänningsarbeten förekommer bl.a. arbeten med höga tryck i utrustningen.

4.5.1 Arbetsmiljöverkets krav

Anvisningar och krav för en säker arbetsmiljö ska tas fram i samband med dimensioneringen. Viktigt att beakta är de särskilda förutsättningar som gäller vid arbete på vattenkraftsanläggningar, Detta innefattar relevanta författningar och allmänna råd från Arbetarskyddsstyrelsen och Arbetsmiljöverket. Tillämpliga delar i följande författningar och råd kan vara relevanta för installationsarbeten för spännstag.

- Skydd mot skada genom fall, AFS 1981:14.
- Byggnads- och anläggningsarbete, AFS 1999:03
- Användning av personlig skyddsutrustning, 2001:3,
- Stegar och arbetsbockar, AFS 2004:03
- Vibrationer, AFS 2005:15
- Buller, 2005:6
- Användning av arbetsutrustning, AFS 2006:04
- Användning av lyftanordningar och lyftredskap, 2006:6,
- Provning med över- eller undertryck, AFS 2006:8,
- Maskiner AFS 1993:10 eller 2008:03 beroende på året som maskinen släpptes på marknaden,
- Berg- och gruvarbete, 2010:1, främst delarna rörande borrhning i berg.
- Kemiska arbetsmiljörisker, AFS 2011:19
- Ställningar, AFS 2013:4,
- Tryckbärande anordningar, 2016:1,

Tillägg till arbetsmiljöverkets krav

Utöver kraven som ställs i arbetsmiljöverkets föreskrifter bör följande rekommendationer följas vid installationsarbeten:

- All utrustning, t.ex. domkraft, pumpar, borrarutrustning med tillhörande komponenter såsom hydraulslangar och kopplingar, ska inspekteras före användning efter brister som kan påverka dess funktion och säkerhet, t.ex. sprickor i hydraulslangar, onormala läckage av hydraulolja eller trasiga borrhonor.
- Hydraulslangar till utrustningen ska placeras så att risken för personskador vid eventuellt brott i slangarna eller infästningarna minimeras. Personer skall aldrig befinna sig direkt bakom kopplingarna till hydraulslangarna då de är trycksatta.
- Det ska säkerställas att inga personer befinner sig bakom domkraften under pågående uppspännings- eller mättningsarbeten. Passage bakom en domkraft är förbjudet under pågående uppspännings- och mättningsarbeten.
- Vid ett eventuellt brott i spännstaget då en domkraft verkar på spännstaget kan delar av spännstaget eller domkraften skjutas iväg bakåt i domkraftens

riktning. Det ska säkerställas att eventuella sådana projektiler inte kan orsaka person- eller egendomsskada, t.ex. genom att placera någon form av projektilskydd bakom domkraften eller att tillräckliga säkerhetsavstånd kring spännstaget upprättas.

5 Slutsatser och rekommendationer

Följande slutsatser kan dras från resultaten i föreliggande rapport.

- Mätdata från spännkraftsmätningar som utförts i både vatten- och kärnkraftsanläggningar har sammanställts och utvärderats. Resultaten från spännkraftsmätningar i vattenkraftsanläggningar är samma som tidigare observerats i kärnkraftsanläggningar där den absolut största delen av spännkraftsförlusterna sker under de första fem till tio åren efter uppspänningen. Därefter kan inte någon tydlig förlust av spännkraft urskiljas ur mätresultaten.
- Spridningen i uppmätta spännkrafter är relativt stor, särskilt för mätningar i vattenkraftsanläggningar där variationskoefficienten i vissa fall uppgår till nästan 20 %. Spridningen i mätdata är till stor del sannolikt en följd av osäkerheterna som är behäftade med de metoder för domkraftsmätning som används. Det finns ingen entydig beskrivning av hur mätningarna ska utföras, vilket gör att resultaten från provningarna blir utförarberoende och uppvisar en låg repeterbarhet (Inom vattenkraften har ofta olika utförare anlitats som dessutom använder olika mätmetoder, vilket ytterligare bidrar till spridningen i resultaten). Spridningen i uppmätta spännkrafter i kärnkraftsanläggningar är betydligt mindre med variationskoefficienter upp mot 10 %, vilket dock inte är liktydigt med att noggrannheten i mätningarna är bättre.
- Två olika metoder för att uppskatta spännkraftsförluster samt prediktera framtida spännkraftsutveckling presenterades och utvärderades mot mätdata från spännkraftsmätningar. Resultaten indikerar att båda metoderna, modellering med empiriska modeller samt regressionsanalys, gav likvärdiga resultat och kan användas för att prediktera spännkrafter i spännstag i vattenkraftsanläggningar.
- Endast begränsade data angående effekten av en höjning av spännkraften lång tid efter uppspänningen finns tillgänglig. Den data som finns tillgänglig från kärnkraftsanläggningar indikerar att höjningar av spännkraften till nivåer som överstiger den ursprungliga uppspänningskraften kan leda till accelererade förluster. Fram till dess att mer omfattande data finns tillgänglig bör höjningar av spännkrafter utföras till nivåer som understiger den ursprungliga uppspänningskraften.
- Vattencementtalet (vct) på det injekteringsbruk som används till förankringszonen är den viktigaste parametern för att styra injekteringsbrukets egenskaper. En sammanställning av bl.a. normer för bergförankringar och anläggningsägares egna riktlinjer visade att det är stora variationer i de krav som ställs på bl.a. injekteringsbrukets vct. En anläggningsägare ställer t.ex. betydligt lägre krav på vct än vad gällande norm gör, vilket tyder på att det finns en viss omedvetenhet om kraven som ställs i gällande normer.
- Befintliga normer för bergförankringar är relativt konservativa vad avser användandet av tillsatsmedel i injekteringsbruket. Användandet av tillsatsmedel i injekteringsbruket till spännstag, främst expanderande tillsatsmedel men i vissa fall även ballast i form av sand, har i försök visat sig öka vidhäftningshållfastheten hos bruket. Användandet av relativt höga halter

av expanderande tillsatsmedel har i försök förbättrat vidhäftningen mellan spännstål och injekteringsbruk.

- Resultat från utdragsförsök visar att sannolikheten att brott i berget kommer vara den avgörande brottmoden minskar med ökande förankringslängd. Vid förankringslängder som överstiger cirka 4,5 m är sannolikheten för brott i bergmassan väldigt låg. Då är det istället andra brottmoder som blir aktuella främst vidhäftningsbrott mellan injekteringsbruk och berg eller spännstål.
- Nuvarande praxis för dimensionering av förankringszonen till spännstag medför sannolikt omotiverat stor konservatism i dimensioneringen, vilket medför överdimensionerade förankringslängder. Konservatismen beror på antaganden som görs vid beräkning av bärförmågan för brott i berg och om spänningsfördelningen längs med förankringslängden. Vid beräkning av bergets bärförmåga försummas bergets draghållfasthet och endast bergets egentygnd antas bidra till bärförmågan. Spänningsfördelningen längs med förankringszonen antas vara jämnt fördelad längs hela förankringslängden. Antagandet är giltigt för installationer i berg av relativt dålig kvalitet (låg styvhet). För installationer i dämmande konstruktioner under svenska förhållanden så överväger bergkvaliteter med styvhet som är lika stor eller större än förankringens styvhet. Sådana förhållanden medför en spänningsfördelning där endast den översta delen i förankringszonen står för bärförmågan (med övriga delar passiva).
- Enligt gällande byggnorm ska konstruktioner dimensioneras så att plötsliga brott som sker utan förvarning inte inträffar. Begränsningarna i nuvarande praxis för dimensionering av förankringszonen resulterar i att det teoretiskt blir ett sprött brott, d.v.s. brott i bergmassan i form av bildandet av en bergkon, som blir den avgörande brottmoden, vilket alltså inte är förenligt med gällande byggnorm.

Baserat på resultaten och slutsatserna ovan togs rekommendationer fram för följande:

1. Framtagande av prediktioner över hur medelvärdet på spännkrafterna i installerade spännstag kommer utvecklas över tiden. Spännkraften ska predikteras för varje spännkraftsmätning som kommer utföras under spännstagets tekniska livslängd (minst rekommenderade livslängd är 100 år). Två olika metoder kan användas, regressionsanalys av uppmätta spännkrafter alternativt modellering av långtidsmekanismerna i de ingående materialen med hjälp av empiriska modeller i t.ex. Eurokod 2. Förutom medelvärden ska även konfidensgränser baserade på konfidensintervall på konfidensgrad 0,95 samt 0,99 tas fram. Resultaten ska sedan användas för att ta fram:
 - Acceptanskriterier för spännkraften i samband med utvärdering av mätningar av kvarvarande spännkraft enligt tidigare framtagna rekommendationer. Medelvärdet av spännkraften för varje spännkraftsmätning ska ses som ett riktvärde för spännkraften. Det generella acceptanskriteriet för lägsta spännkraft vid en mätning ska motsvara konfidensgränsen på konfidensgrad 0,95.
 - Marginaler mellan det beräknade spännkraftsbehovet och den spännkraft som kommer låsas in i spännstaget. Rekommendationen är att den spännkraft som

motsvarar konfidensgränsen på 0,99 vid slutet av den spännstagets tekniska livslängd (rekommenderat minst 100 år) är det maximala värdet som den lägsta tillåtna spännkraft ska uppgå till, d.v.s. vara lika med det beräknade spännkraftsbehovet. Minimivärdet på marginalerna mellan spännkraftsbehov och inlåst spännkraft blir då skillnaden mellan konfidensgränsen på 0,99 vid slutet av den tekniska livslängden och uppspänningskraften.

2. Utformning av kravställning för upphandling av en spännstagsinstallation för anläggningsägare. Rekommendationerna baserades på resultat från föreliggande rapport, resultat från två tidigare delrapporter [2], [3] samt författarnas egna erfarenheter. Rekommendationerna omfattar krav som bör ställas avseende spännstagsdimensionering, installationsutförande, spännkraftsmätning samt arbetsmiljöaspekter vid installation samt domkraftsarbeten.

6 Förslag till fortsatt arbete

Följande frågeställningar har uppkommit under projektets gång och bör utredas vidare:

- En mer omfattande insamling av mätdata från utförda spännkraftsmätningar bör utföras i syfte att skapa en mer komplett databas. Utifrån databasen kan de rekommendationer som ges i denna rapport angående utvärdering och prediktion av spännkrafter uppdateras. Även vidare utredning av effekterna av höjning av spännkrafter bör utföras utifrån databasen.
- Inverkan av kvaliteten på både berget och ingjutningen på förankringszonen bör utredas vidare. Detta innefattar bl.a. beständighet, brottbeteende samt hur både fördelningen av spännkrafter och deformationer längs förankringszonen ser ut och hur de utvecklas med tiden. Utifrån detta kan t.ex. metoder för utvärdering av förankringszonens status utifrån t.ex. domkraftsmätningar tas fram.
- Effekterna av att använda tillsatsmedel i injekteringsbruk, främst expanderande sådana, bör utredas vidare. Även rekommendationer för hur användandet av sådana tillsatsmedel kan krediteras för att öka vidhäftningshållfastheten vid dimensionering bör tas fram.
- Mindre konservativa dimensioneringsmetoder för ett spännstags bärförmåga med avseende på förankringszonen bör utvecklas. Detta avser främst att utreda möjligheterna att inkludera bergets bärförmåga i beräkningarna. Även mer realistiska beräkningsmodeller för spänningsfördelningen mellan spännstål och injekteringsbruk bör tas fram.
- Ta fram riktlinjer för vilka tryck som kan accepteras för t.ex. vattenförlustmätningar av borrhål till spännstag främst med avseende på att begränsa eventuella upptryck under betongdammar.

7 Referenser

- [1] RIDAS - Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet, Energiföretagen, 2016.
- [2] Lundqvist P., Bernstone C., Sammanställning över spännstag inom vattenkraften, Energiforskrapport 2017:398, 2017.
- [3] Lundqvist P., Bernstone C., Marklund A., Nilsson C-O., Spännstag inom vattenkraften, del 2 – övervakning av status och kvarvarande spännkraft, Energiforskrapport 2018:545, 2018.
- [4] Anderson P., Structural Integrity of Prestressed Nuclear Reactor Containments, Doktorsavhandling, Avd. för Konstruktionsteknik, Lunds Tekniska Högskola, 2007.
- [5] Petersson T., Sundquist H., Spännbetong, Brobyggnad, Kungliga Tekniska Högskolan, 2003.
- [6] Post-Tensioning Tendon Installation and Grouting Manual, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, FHWA-NHI-13-026, 2013.
- [7] SS-EN 1992-1-1:2005, Eurocode 2 - Dimensionering av betongkonstruktioner, del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader, 2008.
- [8] SS-EN 1992-2:2005, Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner –Del 2: Broar, 2008.
- [9] JCSS probabilistic model code, part 3 : resistance models, Joint Committee on Structural Safety, 12th draft, 2001.
- [10] Bazant Z.P., Baweja S., Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures: model B3, Adam Neville Symposium: Creep and Shrinkage—Structural Design Effects, ACI SP-194, 2001.
- [11] SS-EN 1537:2013, Utförande av geokonstruktioner – Förankringar, 2013.
- [12] Eurocode 7 - Dimensionering av geokonstruktioner – Del 1: Allmänna regler, Svensk standard SS-EN 1997-1, 2004.,
- [13] Brown E.T., Rock engineering design of post-tensioned anchors for dams - A review, Journal of rock mechanics and geotechnical engineering, vol. 7, s. 1-13, 2015.
- [14] Littlejohn G.S., Bruce D.A., Rock anchors – state of the art, Foundation publications Ltd. 1977.
- [15] Spennteknikk, BBR VT CONA fjellforankring, nedladdad från spennteknikk.no 2018-10-21.
- [16] British standard institute, BS8081:2015, Code of practice for grouted anchors, 2015.

- [17] Norsk betongforenings publikasjon nummer 14: spennarmeringsarbeider, 2016.
- [18] Benmokrane B., Chennouf A., Mitri H.S., Laboratory evaluation of cement-based grouts and grouted rock anchors, *International journal of rock mechanics, mining sciences and geomechanics*, vol. 32, nr. 7 s. 633-642, 1995.
- [19] Park J., Qiu T., Kim Y., Field and laboratory investigation of pullout resistance of steel anchors in rock, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 139, nr. 12 s.2219-2224, 2013.
- [20] Tistel J., Grimstad G., Eiksund G., Testing and modeling of cyclically loaded rock anchors, *Journal of rock mechanics and geotechnical engineering*, vol. 9, s. 1010-1030, 2017.
- [21] Barley A.D., Ground anchor tendon protected against corrosion damage by a double plastic layer, *Ground anchorages and anchored structures*, 1997.
- [22] SS-EN 197-1:2011, Cement – Del 1: Sammansättning och fordringar för ordinära cement, 2013.
- [23] SS-EN 447:2007, Betongkonstruktioner – bruk för injektering av foderrör för spännkablar – fordringar, 2007.
- [24] Post-tensioning institute, Recommendations for prestressed rock and soil anchors, PTI DC35.1-14, 2014.
- [25] Federation de la precontrainte, Design and construction of prestressed ground anchorages, 1996.
- [26] Wyllie D.C., Foundations on rock, 2nd edition, E&FN SPON, 2005.
- [27] Weerasinghe R.B., Adams D., A technical review of rock anchorage practice 1976-1996, *Ground anchorages and anchored structures*, 1997.
- [28] Kilic A., Yasar E., Celik A.G., Effect of grout properties on the pull-out load capacity of fully grouted rock bolt, *Tunnelling and underground space technology* vol. 17, s. 355-362, 2002.
- [29] Jarred D.J., Haberfield C.M., Tendon/grout interface performance in grouted anchors, *Ground anchorages and anchored structures*, 1997.
- [30] Haberfield C.M., Baycan S., Field performance of the grout/rock interface in anchors, *Ground anchorages and anchored structures*, 1997.
- [31] Ismael N.F., Design of shallow rock-anchored foundations, *Canadian geotechnical journal*, vol. 19, 1982.
- [32] Weerasinghe R.B., Littlejohn G.S., Uplift capacity of shallow anchorages in weak mudstone, *Ground anchorages and anchored structures*, 1997.
- [33] Hoek E., Strength of jointed rock masses, *Géotechnique*, vol. 23, nr. 3, s. 187-223, 1983.

- [34] Thenevin I., Blanco-Martin L., Hadj-Hassen F., Schleifer J., Lubosik Z., Wrana A., Laboratory pull-out tests on fully grouted rock bolts and cable bolts: results and lessons learned, *Journal of rock mechanics and geotechnical engineering* 9, s. 843-855, 2017.
- [35] Hyett A.J., Bawden W.F., Reicher R.D., The effect of rock mass confinement on the bond strength of fully grouted cable bolts, *International journal of rock mechanics, mining sciences and geomechanics*, vol. 29, nr. 5 s. 503-524, 1992.
- [36] Benmokrane B., Ballivy B., 1991, Five-year monitoring of load losses on prestressed cement grouted rock anchors, *Canadian geotechnical journal*, Vol 28, nr. 5, s. 668-677.
- [37] Bruce D.A., The stabilization of concrete dams by post-tensioned anchors: the state of the American practice, *Ground anchorages and anchored structures*, 1997.
- [38] Zou D.H.S., Analysis of in situ rock bolt loading status, *International journal of rock mechanics, mining sciences and geomechanics*, vol. 41, nr.3, 2004.
- [39] Benmokrane B., Chekired M, Xu H., Monitoring behavior of grouted anchors using vibrating wire strain gauges, *Journal of geotechnical engineering*, vol. 121, nr. 6 s.466-475, 1995.
- [40] Woods R.I., Barkhordari K., The influence of bond stress distribution on ground anchor design, *Ground anchorages and anchored structures*, 1997.
- [41] Brooks J., *Concrete and masonry movements* 1st edition, Butterworth-Heinemann, 2014.
- [42] Neville A.M., Dilger W.H., Brooks J.J., *Creep of plain and structural concrete*, Construction press 1983.
- [43] Dados A., Design of anchors in horizontally jointed rocks, *Journal of geotechnical engineering* vol. 110, nr 11, s.1637-1647, 1984.
- [44] Littlejohn G.S., Bruce D.A., Long-term performance of high capacity rock anchors at Davenport, *Ground Engineering*, October 1979.
- [45] Kim H-K., Cho N.J., A design method to incur ductile failure of rock anchors subjected to tensile loads, *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* vol. 17, s. 2737-274, 2012.
- [46] SS-EN 1990, Eurokod, Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk, 2014.
- [47] prEN 10138-1-4, Prestressing steels part: 1, 2, 3 och 4, 2000.
- [48] SS-EN 446:2007, Betongkonstruktioner – injektering av foderrör för spännkablar – utförande, 2007.
- [49] SS-EN 206:2013, Betong – Fordringar, egenskaper, tillverkning och överensstämmelse, 2016.

- [50] SS-EN 445:2007, Betongkonstruktioner – injektering av foderrör för spännkablar – provningar, 2007.
- [51] Stille H., Rock Grouting – Theories and Applications, Vulkan förlag, 2015.
- [52] Rosenqvist M, Vägledning för cementinjektering av betongkonstruktioner – Projektering, utförande och kontroll, Elforsk rapport 11:60, 2011.
- [53] SS-137540:2008, Betongprovning – Cementbruk – Vattenseparation och volymändring, 2008.
- [54] SS-EN 14497:2004, Betongkonstruktioner – Produkter och system för skydd och reparation – Bestämning av filtreringsstabilitet hos injekteringsmaterial
- [55] SS-EN ISO 22282-3:2012, Geoteknisk undersökning och provning – Geohydraulisk provning – Del 3: Vattenförlustmätning i berg, 2012.
- [56] SS-EN 13670:2009, Betongkonstruktioner – Utförande, 2012.
- [57] SS-EN ISO 22477-5:2018, Geoteknisk undersökning och provning - Provning av geokonstruktioner - Del 5: Provning av förankringar, 2018.
- [58] Boverkets konstruktionsregler - EKS 11, BFS 2011:10, 2019.
- [59] SS-27104:2016, Provning av geotekniska konstruktioner – Förankringar, 2016 (upphävd).

Bilaga A: Modellering av spännkraftsförluster

REGRESSIONSANALYS

I avsnitt 2.3.1 presenteras följande regressionsmodell för att prediktera spännkraftsförluster:

$$P(t) = \alpha \cdot \log(t) + \beta$$

Där:

$P(t)$ = predikterad spännkraft vid tiden t , N

α, β = regressionskoefficienter uppskattade från mätdata

t = tid, år

Regressionsanalysen bygger på att uppskatta regressionskoefficienterna α som beskriver hur spännkraften ändras med tiden och β som anger var regressionslinjen skär y-axeln. Passningen av regressionskurvan till mätdata utförs genom minsta-kvadrat-metoden där den kurva väljs som ger minsta värdet på summan av kvadraten på de vertikala avstånden mellan regressionskurvan och respektive mätpunkt. Differensen mellan mätdata och regressionskurvans punkter kallas för residualer och det är summan av dessa som ska minimeras, se ekvation 1 till 9 nedan. Regressionsanalys utförs enklast med programvaror såsom Excel eller Matlab.

Linjär regression baseras på följande ekvation:

$$P_i = \beta + \alpha \cdot \log t + e_i \quad \text{Ekvation 1}$$

Där:

P_i = uppmätt spännkraft vid tiden t , N

β = regressionskoefficient, punkt där den skattade regressionslinjen skär y-axeln,

α = regressionskoefficient som beskriver hur spännkraften varierar med tiden,

e_i = residualen som beskriver felet i skattningen, N

Residualen, e_i , för respektive datapunkt, P_i kan beräknas enligt nedan:

$$e_i = P_i - (\alpha \cdot \log t_i + \beta) \quad \text{Ekvation 2}$$

För enkelhetens skull används nedan variabelsubstitutionen att $x_i = \log t_i$, d.v.s. att regressionen utförs på logaritmen av tiden i år. Den funktion som sedan minimipunkten ska hittas för blir då följande:

$$f(\alpha, \beta) = \sum_{i=1}^n e_i^2 = \sum_{i=1}^n (P_i - \alpha \cdot x_i - \beta)^2 \quad \text{Ekvation 3}$$

Minimivärdena för respektive regressionskoefficient erhålls genom att derivera funktionen och sätta den lika med noll.

$$\frac{\partial f}{\partial \alpha} = -2 \sum_{i=1}^n x_i (P_i - \alpha \cdot x_i - \beta) = 0 \quad \text{Ekvation 4}$$

$$\frac{\delta f}{\delta \beta} = -2 \sum_{i=1}^n (P_i - \alpha \cdot x_i - \beta) = 0 \quad \text{Ekvation 5}$$

Ovanstående är ett ekvationssystem med två obekanta som efter lösning ger minstakvadratskattningen av regressionskoefficienterna α och β . För en enkel linjär regressionsanalys blir skattningarna följande.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(P_i - \bar{P})}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \\ \beta = \bar{P} - \alpha \cdot \bar{x} \end{cases} \quad \text{Ekvation 6}$$

Där:

$\bar{P}$ = medelvärde för uppmätta spännkrafter, N

$\bar{x}$ = medelvärde för samtliga tidpunkter från vilka det finns ett mätvärde, log(år)

P_i = uppmätt spännkraft vid tid i , N

x_i = tid för mät punkt i , log(år)

Termerna i täljaren och nämnaren i ekvation 6 kallas för kvadratsummorna SS_{xP} respektive SS_{xx} . Nedanstående samband kan användas för att beräkna kvadratsummorna:

$$SS_{xx} = \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 = \sum_{i=1}^n x_i^2 - \frac{1}{n} (\sum_{i=1}^n x_i)^2 \quad \text{Ekvation 7}$$

$$SS_{xP} = \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(P_i - \bar{P}) = \sum_{i=1}^n x_i P_i - \frac{1}{n} (\sum_{i=1}^n x_i) \cdot (\sum_{i=1}^n P_i) \quad \text{Ekvation 8}$$

Determinationskoefficienten, R^2 , beräknas med nedanstående ekvation:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (P_i - P_s)^2}{\sum_{i=1}^n (P_i - \hat{P})^2} \quad \text{Ekvation 9}$$

Där:

P_i = uppmätta spännkraft vid tiden t , N

P_s = skattad spännkraft vid tiden t , N

Termerna i täljaren och nämnaren i ekvation 9 motsvarar den s.k. kvadratsumman för residualerna, SS_E , respektive kvadratsumman, SS_{PP} .

För att kunna beräkna konfidensintervall för spännkraften måste standardavvikelsen, s , beräknas, vilken kan bestämmas från kvadratsumman för residualerna, SS_E , enligt nedan:

$$s = \sqrt{\frac{SS_E}{n-2}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_i - P_s)^2}{n-2}} \quad \text{Ekvation 10}$$

Där:

n = antal mät punkter som regressionsanalysen baseras på.

Konfidensintervall på olika konfidensgrader för spännkraften vid tiden x_t kan sedan beräknas med nedanstående ekvation:

$$I = \alpha \cdot x_t + \beta \pm t_{a/2}(n-2) \cdot s \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{n} + \frac{x_t - \bar{x}}{\sum_{i=1}^n (P_i - \bar{P})^2}}$$

Ekvation 11

Där:

$t_{a/2}$ = kvantilerna för t-fördelningen, denna varierar med antalet frihetsgrader, d.v.s. antalet mätpunkter minus 2 ($n-2$).

x_t = tidpunkt för beräknat prediktionsintervall, log(år)

Beräkningsexempel

Nedan ges ett exempel för hur en regressionsanalys kan utföras på spännkraftsmätningar för en fiktiv konstruktion. Regressionsanalysen kommer sedan användas för att prediktera spännkrafterna och prediktionsintervall för en period av 100 år efter uppspänningen. Förutsättningarna för beräkningen är en spännstagsgrupp med fyra spännstag av lintyp 6-12 med en uppspänningskraft på 2000 kN. Mätningar har utförts vart femte år under en period av 25 år. Framtida spännkraftsmätningar ska utföras med ett intervall på fem år upp till en ålder av 100 år. Resultaten från utförda mätningar som krävs för beräkningarna ges i tabell A1 nedan.

Tabell A1. Indata till beräkningsexempel.

Tid efter uppspänningen, år	Medelvärde på spännkraft ¹ , kN
0 (uppspänning)	2000
5	1890
10	1800
15	1810
20	1790
25	1780

¹ Spännkraften är medelvärdet på uppmätta spännkrafter i samtliga fyra spännstag.

Steg 1 är att räkna ut logaritmen av tiderna i Tabell A1 eftersom regressionsanalysen enligt ekvation 1 ska utföras på logaritmen av tiden, se tabell A2.

Tabell A2. Indata till beräkningsexempel.

Tid efter uppspänningen, år	x_i , log(år)
0 (uppspänning)	0
5	0,7
10	1
15	1,18
20	1,30
25	1,40

Regressionskoefficienterna kan då beräknas med ekvation 6 där medelvärdena för spännkrafterna och tiden är:

$$\bar{P} = 1845 \text{ kN}, \bar{x} = 0,929$$

Kvadratsummorna SS_{xx} och SS_{xP} beräknas enligt ekvation 7 och 8:

$$SS_{xx} = \sum_{i=1}^n x_i^2 - \frac{1}{n} (\sum_{i=1}^n x_i)^2 = 6,52 - \frac{1}{6} \cdot 31,07 = 1,3404$$

$$SS_{xP} = \sum_{i=1}^n x_i P_i - \frac{1}{n} (\sum_{i=1}^n x_i) \cdot (\sum_{i=1}^n P_i) = 10067 - \frac{1}{6} \cdot 5,574 \cdot 11070 = -217,1$$

Regressionskoefficienterna blir sedan:

$$\begin{cases} \alpha = \frac{-217,1}{1,3404} = -162,0 \\ \beta = 1843 - (-166,8) \cdot 0,929 = 1996 \end{cases}$$

Regressionsekvationen blir i detta fall:

$$P_i = 1996 - 162 \cdot \log t$$

Determinationskoefficienten, R^2 , kan sedan beräknas med ekvation 9.

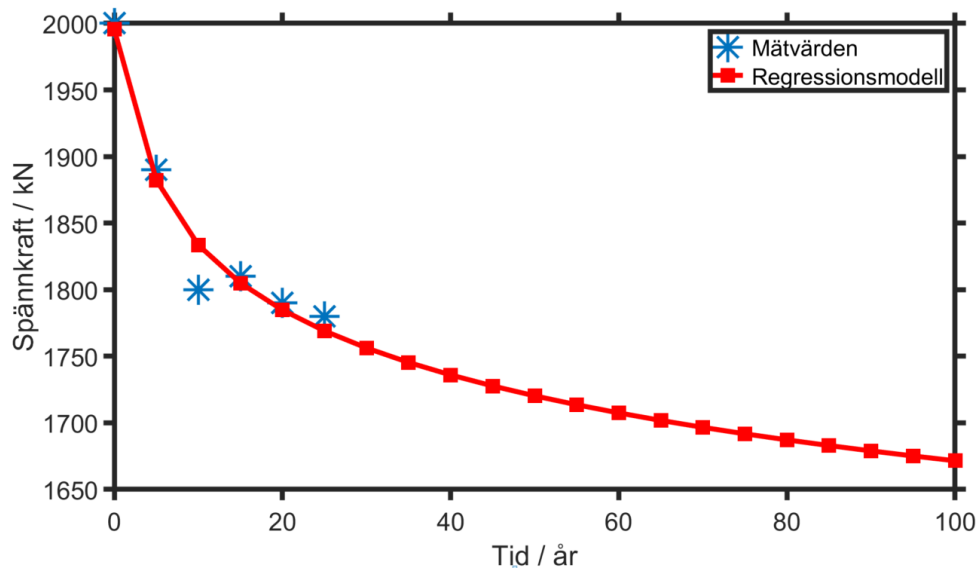
$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (P_i - P_s)^2}{\sum_{i=1}^n (P_i - \bar{P})^2} = \frac{1376}{36550} = 0,96$$

Värdet på determinationskoefficienten tyder på att det är en god överensstämmelse mellan regressionsekvationen och mätdatan som använts till grund för regressionsanalysen.

Den framtagna regressionsekvationen kan nu användas för att prediktera spännkrafterna för ett intervall på fem år under en period på 100 år. Spännkrafterna predikteras genom att först beräkna logaritmen av nedanstående tidsserie och sedan räkna ut spännkrafterna som motsvarar respektive tidpunkt.

$$t = \log(5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, \dots, 100)$$

Genom att applicera regressionsekvationen på ovanstående tidsserie erhålls resultaten i figur A1. I figur A1 är de predikterade medelvärdena på spännkrafterna plottade mot de verkliga värdena på tiden istället för logaritmen av tiden. Enligt rekommendationerna i avsnitt 2 är de predikterade medelvärdena på spännkrafterna som ska utgöra riktvärdet vid utvärdering av resultaten från en spännkraftsmätning.



Figur A1. Predikterade spännkrafter för en period på 100 år.

Slutligen ska prediktionsintervall för de predikterade spännkrafterna tas fram. Först måste standardavvikelsen uppskattas utifrån ekvation 10:

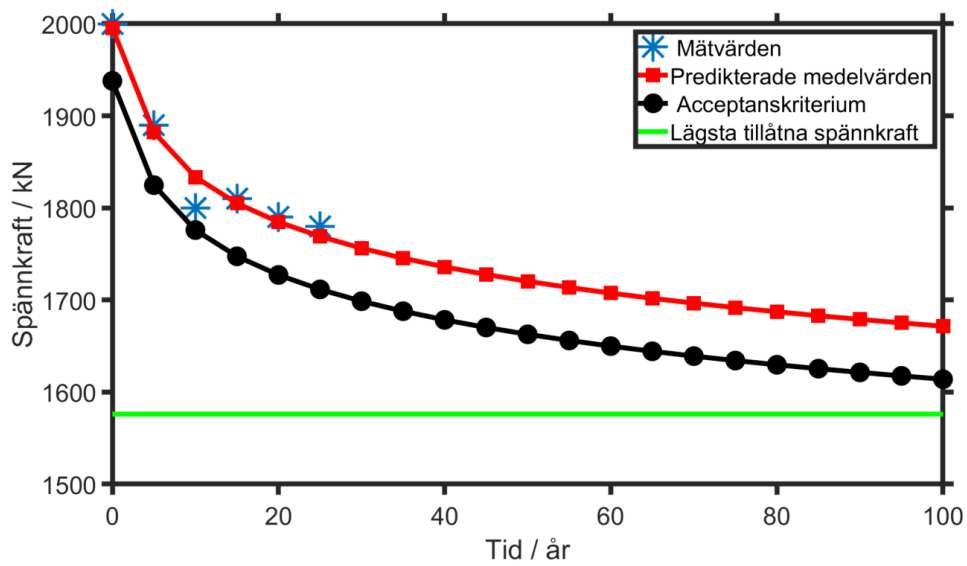
$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_i - P_s)^2}{n-2}} = \sqrt{\frac{1376}{6-2}} = 18,5$$

Baserat på ovanstående beräkningar blir uttrycket för prediktionsintervallet enligt ekvation 11:

$$I = -162 \cdot x_t + 1996 \pm t_{a/2}(4) \cdot 18,5 \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{4} + \frac{x_t - 0,929}{36550}}$$

Enligt rekommendationerna i avsnitt 2 ska prediktionsintervall beräknas för konfidensgraderna 0,95 samt 0,99. Prediktionsintervallet på konfidensgrad 0,95 motsvarar då acceptanskriteriet för spännkraften. En frihetsgrad på 4 ger följande värden för t-fördelningens kvantiler: 2,776 respektive 4,604. Enligt rekommendationerna i avsnitt 2 ska den predikterade spännkraften på konfidensgraden 0,99 100 år ($\log(100) = 2$) efter uppspänningen utgöra lägsta tillåtna spännkraft:

$$\text{Lägsta tillåtna spännkraft} = -162 \cdot 2 + 1996 - 4,604 \cdot 18,5 \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{4} + \frac{2 - 0,929}{36550}} = 1576 \text{ kN}$$



Figur A2. Resultat från regressionsanalys på mätdata i form av predikterade spännkrafter med tillhörande prediktionsintervall på konfidensgrad 0,95 och lägsta tillåtna spännkraft motsvarande konfidensgrad 0,99.

EMPIRISKA MODELLER

Modellering av spännkraftsförluster med empiriska modeller utförs med ekvationer för att beräkna krympning, krypning och relaxation som ges i Eurokod 2. Uttryck för krypning och krympning ges i bilaga B i betongdelen, [7] eller i bilaga B i brodelen [8]. Uttrycken i brodelen är mer anpassade för konstruktioner med tjocka tvärsnitt, vilket kan vara aktuellt för betongkonstruktioner vattenkraftsanläggningar. Dock är uttrycken även anpassade för höghållfast betong, d.v.s. tryckhållfasthet över 50 MPa och med tillsats av silika, vilket inte har använts till betong i svenska vattenkraftsanläggningar. Valet av vilka uttryck som ska användas för vattenkraftsapplikationer har sannolikt en liten praktisk betydelse. En riktlinje kan vara att för betongkonstruktioner med en fiktiv tjocklek, tvärsnittsarean dividerat med den omkrets i kontakt med omgivande klimat, som överstiger cirka 1500 mm kan ekvationerna i brodelen användas. Uttryck för relaxation ges i betongdelen i avsnitt 3.3.2 i betongdelen [7].

Beräkningarna ger följande:

- Beräkningen av krympning resulterar i en krymptöjning i betongen.
- Beräkningarna av krypning resulterar i ett kryptal, d.v.s. kvoten mellan kryptöjningen och elastiska deformationen som erhålls vid belastningen.
- Relaxationsberäkningarna resulterar i en förlust av spänning i spännstålet.

I betongdelen, avsnitt 5.10.6. ges följande uttryck för att beräkna spännkraftsförlusterna i en betongkonstruktion utifrån resultaten från beräkningarna av krypning, krympning och relaxation. Spännkraftsförlusten, ΔP_t , beräknad enligt nedan får då antas motsvara medelvärdet för spännkraftsförlusten.

$$\Delta P_t = A_P \cdot \Delta \sigma_P = A_P \frac{\varepsilon_{cs} E_c + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_P}{E_{cm}} \varphi(t) \cdot \sigma_c}{1 + \frac{E_P}{E_{cm}} \frac{A_P}{A_c} (1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2) \cdot [1 + 0,8 \varphi(t)]} \quad \text{Ekvation 12}$$

Där:

ΔP_t = spännkraftsförlust vid tiden t, N.

A_c = betongkonstruktionens tvärsnittsarea, m².

$\Delta \sigma_t$ = spänningsförlust i spännstålet vid tiden t, Pa.

A_P = spännstålets tvärsnittsarea, m².

E_P = spännstålets elasticitetsmodul, Pa.

E_{cm} = betongens elasticitetsmodul, Pa.

ε_{cs} = krymptöjning, -

$\Delta \sigma_{pr}$ = spänningsförlust i spännstålet orsakad av relaxation, Pa.

$\varphi(t)$ = kryptal, -

σ_c = spänning i betongen orsakad av spännstaget, Pa.

z_{cp} = avståndet mellan betongtvärsnittets och spännstagets tyngdpunkter, m.

I_c = betongtvärsnittets tröghetsmoment, m^4

För att ta hänsyn till osäkerheten i långtidsextrapolering av tidsberoende förluster rekommenderas det i brodelen [8] att beräknade långtidsdeformationer i betongen, d.v.s. ε_{cs} samt $\varphi(t)$ i ekvation 12 multipliceras med följande säkerhetsfaktor.

$$\gamma_{lt} = 1 + 0,1 \cdot \log t \quad \text{Ekvation 13}$$

Där t avser tiden i år efter uppspänningen.

Genom att subtrahera den beräknade spännkraftsförlusten (enligt ekvation 12) från uppspänningskraften erhålls då en uppskattning av medelvärdet på spännkraften vid tiden t år efter uppspänningen.

Variationskoefficienten för beräknade värden på krympning och krypning uppgår till 30 % enligt Eurokod 2. Enligt avsnitt 2.3.2 kan motsvarande variationskoefficient för beräknad relaxationsförlust kan antas uppgå till 2 %. Standardavvikelsen, s , för respektive mekanism kan sedan uppskattas genom att multiplicera medelvärdet för spännkraftsförlusten orsakad av respektive mekanism med motsvarande variationskoefficient. Den skattade standardavvikelsen för medelvärdet på spännkraftsförlusten, s_P , kan sedan beräknas enligt följande:

$$s_P = \sqrt{s_\varepsilon^2 + s_\varphi^2 + s_{pr}^2} \quad \text{Ekvation 14}$$

Där:

s_P = standardavvikelsen för medelvärdet på den skattade spännkraftsförlusten, N

s_ε = standardavvikelsen för den skattade spännkraftsförlusten orsakad av krympning, N

s_φ = standardavvikelsen för den skattade spännkraftsförlusten orsakad av krypning, N

s_{pr} = standardavvikelsen för den skattade spännkraftsförlusten orsakad av relaxation, N

Utifrån standardavvikelsen kan sedan konfidensintervall beräknas på olika konfidensgrader, α , för spännkraften vid tiden t enligt nedan.

$$P(t)_\alpha = P(t) \pm \lambda_{\alpha/2} \cdot s_P \quad \text{Ekvation 15}$$

Där:

$P(t)_\alpha$ = spännkraft motsvarande konfidensgräns på konfidensgrad α , N

$P(t)$ = medelvärdet av spännkraften vid tiden t efter uppspänningen, N

$\lambda_{\alpha/2}$ = kvantil för normalfördelningen, för en konfidensgrad på 0,95 används värdet 1,96 och för en konfidensgrad på 0,99 används 2,58.

s_P = standardavvikelse uppskattad från variationskoefficienter och beräknat medelvärde på spännkraften, N.

Beräkningsexempel

Nedan ges ett exempel för hur spännkrafterna kan uppskattas för en fiktiv konstruktion 100 år efter uppspänningen utifrån ekvation 10 till 13 ovan. Förutsättningarna för beräkningen är ett spännstag av lintyp 6-12 med en uppspänningskraft på 2000 kN. Samtliga indata som krävs för beräkningarna ges i tabell A3 nedan. Spännstaget är centralt placerat i betongkonstruktionen, d.v.s. i tvärsnittets tyngdpunkt.

Tabell A3. Indata till beräkningsexempel.

Parameter	Värde
Spännstål	
Elasticitetsmodul, GPa	195
Tvärsnittsarea, mm ²	1800
Spännkraft, kN	2000
Betong	
Elasticitetsmodul, GPa	30
Tvärsnittsarea, m ²	0,2
Tidsberoende faktorer	
Krymptöjning, ϵ_{cs} , ‰	0,4
Kryptal, $\varphi(t)$	1,5
Relaxationsförlust, $\Delta\sigma_{pr}$, MPa	35

Första steget är att beräkna säkerhetsfaktorn för den predikterade krypningen och krympningen enligt ekvation 13:

$$\gamma_{lt} = 1 + 0,1 \cdot \log 100 = 1,2$$

Därefter ska medelvärdet för spännkraftsförlusterna beräknas enligt ekvation 12. Eftersom tyngdpunkterna för spännstag och betongkonstruktion sammanfaller blir $z_{cp} = 0$. Spännkraftsförlusten blir då:

$$\Delta P_t = 1,8 \frac{1,2 \cdot 0,4 \cdot 195 + 0,8 \cdot 35 + 1,2 \cdot \frac{195}{30} \cdot 1,5 \cdot \frac{2}{0,2}}{1 + \frac{195}{30} \cdot \frac{0,018}{0,25} \cdot [1 + 0,8 \cdot 1,5]} = 212 \text{ kN}$$

Det predikterade medelvärdet på spännkraften 100 år efter uppspänningen blir då:

$$P_0 - \Delta P_t = 2000 - 212 = 1788 \text{ kN}$$

För att beräkna konfidensintervallen för spännkraften måste standardavvikelsen för spännkraften beräknas. Denna beräknas utifrån standardavvikelserna för spännkraftsförlusterna orsakade av respektive långtidseffekt. Först beräknas medelvärdena på de individuella spännkraftsförlusterna orsakade av krympning, relaxation och krypning:

$$\Delta P_{t,\epsilon} = 1,8 \frac{1,2 \cdot 0,4 \cdot 195}{1 + \frac{195}{30} \cdot \frac{0,018}{0,25} \cdot [1 + 0,8 \cdot 1,5]} = 83 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{t,pr} = 1,8 \frac{0,8 \cdot 35}{1 + \frac{195}{30} \cdot \frac{0,018}{0,25} \cdot [1 + 0,8 \cdot 1,5]} = 25 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{t,\varphi} = 1,8 \frac{1,2 \cdot \frac{195}{30} \cdot 1,5 \cdot \frac{2}{0,2}}{1 + \frac{195}{30} \cdot \frac{0,018}{0,25} \cdot [1 + 0,8 \cdot 1,5]} = 104 \text{ kN}$$

Standardavvikelseerna beräknas genom att multiplicera medelvärdena med variationskoefficienterna.

$$s_{\varepsilon} = 0,3 \cdot 83 = 25 \text{ kN}$$

$$s_{pr} = 0,02 \cdot 25 = 0,5 \text{ kN}$$

$$s_{\varphi} = 0,3 \cdot 104 = 31 \text{ kN}$$

Standardavvikelsen för spännkraften beräknas enligt ekvation 14:

$$s_p = \sqrt{25^2 + 0,5^2 + 31^2} = 40 \text{ kN}$$

Konfidensintervallen på konfidensgraderna 0,95 respektive 0,99 kan sedan beräknas med ekvation 15:

$$P(t)_{0,025} = 1788 \pm 1,96 \cdot 40 = 1788 \pm 78$$

$$P(t)_{0,005} = 1788 \pm 2,58 \cdot 40 = 1788 \pm 103$$

Enligt rekommendationerna i kapitel 2 i rapporten är det de nedre konfidensgränserna som är av intresse vid framtagandet av marginaler mellan spännkraftsbehov och acceptanskriterier för spännkraften. Resultaten från beräkningarna i enlighet med rekommendationerna i kapitel 2 sammanfattas i tabell A4.

Tabell A4. Resultat från beräkningsexemplet.

Parameter	Värde
Riktvärde för medelvärdet på spännkraften 100 år efter uppspänningen, kN	1790
Acceptanskriterium för spännkraften 100 år efter uppspänningen, kN	1710
Lägsta tillåtna spännkraft för spännstaget, kN	1685 ¹

¹ Spännkraftsbehovet ska vara lägre eller lika stort som detta värde.

Bilaga B: Beräkningsexempel förankringskapacitet

I kapitel 3 ges ett beräkningsexempel där den dimensionerande förankringslängden beräknades för ett fiktivt spännstag. Förutsättningarna för beräkningen är ett spännstag av lintyp 6-12 med en uppspänningskraft på 2000 kN. Samtliga indata som krävs för beräkningarna ges i tabell B1 nedan. Ingen kontroll görs i detta fallet för spännstålets bärförmåga eftersom spännkraften på 2000 kN endast motsvarar 60 % av brottkraften för spännstaget samt att spännstålets kapacitet inte påverkar förankringslängden.

Tabell B1. Indata till beräkningsexempel.

Parameter	Värde
Spännstål	
Diameter spännlina, mm	15,7
Tvärsnittsarea, mm ²	1800
Diameter foderrör, mm	100
Spännkraft, kN	2000
Berg	
Densitet, kN/m ³	16,0
Draghållfasthet, MPa	3,0
Injekteringsbruk	
Vidhäftningshållfasthet, τ , MPa	3,0
Partialkoefficienter, γ	
Berg, γ_b	1,4
Injekteringsbruk, γ_c	1,5
Spännstål, γ_s	1,15

Brottnod: kontaktzonen mellan spännstål och injekteringsbruk

Spännkraften kommer överföras från spännstålet till injekteringsbruket genom vidhäftning mellan stål och bruk. Injekteringsbruket kommer vara i kontakt med den yttre mantelarean på varje lina, vilken motsvarar cirka två tredjedelar av mantelytan på de sex yttre trådarna i linan. Bärförmågan, R_s för denna brottmod ges då av nedanstående ekvation.

$$R_s = A_{pm} \cdot L_b \cdot \tau$$

Ekvation 16

Där:

A_{pm} = spännstålets mantelarea, m².

L_b = förankringslängd, m

τ = karakteristisk vidhäftningshållfasthet, Pa

Spännstålets mantelarea som är i kontakt med injekteringsbruket beräknas enligt nedan (förutsatt att det är 7 trådar i en lina):

$$A_{pm} = \frac{2}{3} \cdot 6 \cdot \phi_p \cdot \pi \cdot n$$

Ekvation 17

Där:

 ϕ_p = diametern på en tråd, m n = antal linor

Diametern på en enskild tråd är en tredjedel av linans diameter, d.v.s. cirka 5,2 mm.

Genom att kombinera ekvation 16 och 17 kan förankringslängden för spännstaget beräknas. Bärförmågan sätts då lika med 2000 kN och partialkoefficienten på 1,5 används för att erhålla dimensionerande värde på vidhäftningshållfastheten:

$$L_b = \frac{R_s}{A_{pm} \cdot \tau / \gamma} = \frac{R_s}{\frac{2}{3} \cdot \phi_p \cdot \pi \cdot n \cdot \tau / \gamma} = \frac{2000}{\frac{2}{3} \cdot 6 \cdot 5,2 \cdot \pi \cdot 12 \cdot \frac{3}{1,5}} = 1,28 \text{ m}$$

Brottnod: kontaktzon berg och injekteringsbruk

Bärförmågan, R_b , för denna brottnod består av vidhäftning mellan berget och injekteringsbruket och kan beräknas med följande ekvation:

$$R_b = A_b \cdot L_b \cdot \phi_b \cdot \tau$$

Ekvation 18

Där:

 A_b = borrhålets mantelarea, m². L_b = förankringslängd, m ϕ_b = diametern på borrhålet, m τ = karakteristisk vidhäftningshållfasthet, Pa

Genom att sätta bärförmågan till 2000 kN kan förankringslängden för denna brottnod beräknas med ekvation 18:

$$L_b = \frac{R_s}{A_b \cdot \phi_b \cdot \tau / \gamma} = \frac{2000}{\pi \cdot 100 \cdot \frac{3}{1,5}} = 3,18 \text{ m}$$

Brottnod: brott i berg

Enligt nuvarande praxis antas bara egentyngheten hos en bergkon stå för bärförmågan, R_c , i bergmassan. Bärförmågan kan då beräknas enligt nedanstående ekvation:

$$R_c = V \cdot \rho_b$$

Ekvation 19

Där:

 V = volymen på bergkonen, m³ ρ_b = bergets tyngd under grundvattenytan, N/m³

Volymen för bergkonen som en funktion vinkeln på bergkonen och förankringslängden ges av nedanstående ekvation. I detta fall antas att bergkonens spets sammanfaller med nedre änden av förankringslängden.

$$V = \frac{1}{3} \cdot L_b^3 \cdot \pi \cdot \tan^2(\beta/2) \quad \text{Ekvation 20}$$

Där:

L_b = förankringslängd, m

β = vinkel på bergkonens nedre spets, °

Genom att kombinera ekvation 19 och 20 kan förankringslängden för spännstaget beräknas för 60° och 90° vinkel på bergkonen. Bärförmågan sätts då lika med 2000 kN:

$$L_b = \sqrt[3]{\frac{2000}{\frac{1}{3} \cdot \pi \cdot \tan^2(60/2) \cdot 16}} = 7,1 \text{ m}$$

$$L_b = \sqrt[3]{\frac{2000}{\frac{1}{3} \cdot \pi \cdot \tan^2(90/2) \cdot 16}} = 4,9 \text{ m}$$

I det fall bergets draghållfasthet inkluderas i beräkningarna kan bärförmågan beräknas enligt nedanstående ekvation:

$$R_s = V \cdot \rho_b + A_{bm} \cdot \sigma_b \quad \text{Ekvation 21}$$

Där:

A_{bm} = bergkonens mantelarea, m²

σ_b = bergets draghållfasthet, Pa

Ekvation 21 resulterar i en tredjegrads ekvation enligt nedan:

$$R_s = \frac{1}{3} \cdot L_b^3 \cdot \pi \cdot \tan^2\left(\frac{\beta}{2}\right) \cdot \rho_b + L_b^2 \cdot \pi \cdot \frac{\tan(\alpha/2)}{\cos(\alpha/2)} \cdot \frac{\sigma_b}{\gamma_b}$$

Numerisk lösning av denna ekvation ger följande förankringslängder för vinklarna 60° respektive 90°:

$$\alpha = 60^\circ \rightarrow L_b = 667,4 \text{ mm}$$

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow L_b = 458,2 \text{ mm}$$

Slutligen kan bärförmågan även beräknas utifrån antagandet om en draghållfasthet i sprickorna i berget i kombination med att bergmassan som dras ut antas vara ett prisma med sidolängden 1 m. Bärförmågan, R_p erhålls då utifrån nedanstående ekvation:

$$R_p = L_b \cdot (\rho_b \cdot s^2 + 4 \cdot s \cdot \tau_s) \quad \text{Ekvation 22}$$

Där:

s = prismats sidolängd, m

τ_s = draghållfasthet i sprickor, N/m²

Med ett antagande om en draghållfasthet i sprickorna på 100 kN/m² erhålls förankringslängden för detta fall enligt nedan:

$$L_b = \frac{R_p}{\rho_b \cdot s^2 + 4 \cdot s \cdot \tau_s} = \frac{2000}{16 \cdot 1^2 + 4 \cdot 1 \cdot 100} = 4,8 \text{ m}$$

I tabell B2 nedan ges en sammanfattning av resultaten från beräkningarna.

Tabell B2. Resultat från beräkningsexemplet.

Brottmod	Förankringslängd / m
Brott i kontaktzonen mellan spännstål och injekteringsbruk	1,3
Brott i kontaktzonen mellan berg och injekteringsbruk	3,2
Brott i berg, konvinkel 60°	7,1
Brott i berg, konvinkel 90°	4,9
Brott i berg, draghållfasthet samt konvinkel 60°	0,67
Brott i berg, draghållfasthet samt konvinkel 90°	0,46
Brott i berg, draghållfasthet samt prisma med sidolängd 1 m	4,8

SS-EN 206

REKOMMENDATIONER FÖR HANTERING AV VATTENKRAFTENS SPÄNNSTAG

En metod som bland annat ökar vattenkraftdammars stabilitet mot yttre laster är spännarmering med så kallade spännstag.

Det har inte funnits någon vedertagen praxis för att hantera spännstag inom vattenkraftindustrin, men det här är det tredje steget i att utforma en branschgemensam strategi. En första rapport presenterar en sammanställning av information om de spännstag som finns i svenska anläggningar. Den andra rapporten handlar om övervakning av spännstagens status.

Den här rapporten beskriver faktorer som påverkar förankringszonen för bergförankringar och ger rekommendationer till de normer som finns för dimensionering, installation, spännkraftsmätning och arbetsmiljö.

Här ges förslag på metoder att uppskatta spännkraftsförluster och för att införa marginaler mellan behov av spännkraft och inlåsta spännkrafter. Rapporten ger också rekommendationer för att ta fram acceptanskriterier i samband med spännkraftsmätningar.

Ett nytt steg i energiforskningen

Energiforsk är en forsknings- och kunskapsorganisation som samlar stora delar av svensk forskning och utveckling om energi. Målet är att öka effektivitet och nyttiggörande av resultat inför framtida utmaningar inom energiområdet. Vi verkar inom ett antal forskningsområden, och tar fram kunskap om resurseffektiv energi i ett helhetsperspektiv – från källan, via omvandling och överföring till användning av energin. www.energiforsk.se



Energiforsk